PROYECTO:

“REHABILITACIÓN INTEGRAL DEL PARQUE INFANTIL EN EL BARRIO BUENOS AIRES, MUNICIPIO DE SAN VICENTE DE CHUCURÍ, SANTANDER”

DISEÑO ESTRUCTURAL



RAFAEL EDUARDO DURAN GUTIERREZ
M.P. 68202-328752 STD

JUNIO 2026

“HAGAMOLO POR SAN VICENTE 2024-2027”

Tabla de contenido

Tabla de contenido 2
Verificaciones de Pre-Análisis 8
Datos del Edificio 8
Parámetros de Análisis 8
Propiedades del Espectro de Respuesta Sísmica: 8
(Dir 1)NSR10A Espectro de Respuesta; Aa=0.250; Av=0.250; Fa=1.300; Fv=1.900; I=1; Soil=D; R=5.6 9
(Dir 2)NSR10A Espectro de Respuesta; Aa=0.250; Av=0.250; Fa=1.300; Fv=1.900; I=1; Soil=D; R=5.6 9
NSR10A Espectro Vertical; Aa=0.250; Av=0.250; Fa=1.300; Fv=1.900; I=1; Soil=D; 10
Propidades del Suelo 10
Combinaciones de Carga 10
Casos de Carga Vertical 11
Casos de Carga Lateral 11
Materiales: 11
Grados de Concreto: 11
Grados de barras de refuerzo: 12
Grados de Acero: 12
Member Section Properties 12
Propiedades de la Sección Columna y Muro de Corte 12
Propiedades de la Sección de la Viga 12
Cálculo del Centro de Inercia de la Columna y el Muro 12
Comprobaciones de Post-Análisis 13
(5aA) VERIFICACIÓN DE IRREGULARIDAD DE RESISTENCIA ENTRE PISOS (Piso débil) 13
(1aP) VERIFICACIÓN DE IRREGULARIDAD DE TORSION: 13
VERIFICACIÓN DE DERIVA DE PISO RELATIVO: 13
VERIFICACIÓN DE REQUISITOS DE EFECTOS DE SEGUNDO ORDEN: 14
FACTORES DE RIGIDEZ DE LA SECCIÓN EFECTIVA DEL MIEMBRO 14
MASAS DE PISO, PESOS Y DEFINICIONES DE DIAFRAGMA: 15
TABLA DEL CENTRO DE GRAVEDAD DEL PISO 15
FUERZAS DE SISMO: 15
VERIFICACIÓN DE VUELTA SÍSMICA: 16
IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES: 16
REPORTE DE RESUMEN: 17
Resultados del Análisis de Valor Propio/EQ 18
Casos modales 18
MODALALL 18
Valores propios y frecuencias 18
Factores de Participación Modal 18
Masa de Participación Modal (%) 18
Masa participativa modal acumulativa (%) 18

MODALSUPER 18
Valores propios y frecuencias 18
Factores de Participación Modal 19
Masa de Participación Modal (%) 19
Masa participativa modal acumulativa (%) 19
MODALVERTIC 19
Valores propios y frecuencias 19
Factores de Participación Modal 19
Masa de Participación Modal (%) 19
Masa participativa modal acumulativa (%) 20
Casos de carga sísmica 20
[Ez / Modal Acción Sísmica Vertical] 20
Valores propios y frecuencias 20
Masa de Participación Modal (%) 20
Masa participativa modal acumulativa (%) 20
Correlaciones modales 20
Aceleraciones modales del espectro 21
Amplitudes modales del espectro 21
Desplazamientos de Pisos 22
Reporte de Clasificación de Rotación 23
Dir: 1 - VERIFICACIÓN DE ROTACIÓN DE PISO 23
Dir: 2 - VERIFICACIÓN DE ROTACIÓN DE PISO 23
CÁLCULO DEL FACTOR DE AMPLIFICACIÓN DEL MOMENTO 23
Reporte de Comparación de Carga Axial 25
Diseño de Refuerzo de Viga de Cimentación 25
Notación Detalles 25
Eje : B 26
Combinación de Carga 26
Cargas de viga 26
Parámetros de Diseño 27
Viga : FB1 27
Verificación de Deflexión 27
Chequeos Sísmicos 27
Moment Seismic Checks (FB1) 27
Cálculo de la capacidad a corte para diseño (FB1) 28
Resistencia al corte proporcionada por el concreto 28
Viga : FB2 28
Verificación de Deflexión 28
Chequeos Sísmicos 28
Moment Seismic Checks (FB2) 28
Cálculo de la capacidad a corte para diseño (FB2) 29

Resistencia al corte proporcionada por el concreto....29
Viga : FB3....29
Verificación de Deflexión....29
Chequeos Sísmicos....29
Moment Seismic Checks (FB3)....29
Cálculo de la capacidad a corte para diseño (FB3)....30
Resistencia al corte proporcionada por el concreto....30
Viga : FB4....30
Verificación de Deflexión....30
Chequeos Sísmicos....30
Moment Seismic Checks (FB4)....31
Cálculo de la capacidad a corte para diseño (FB4)....31
Resistencia al corte proporcionada por el concreto....31
Viga : FB5....31
Verificación de Deflexión....31
Chequeos Sísmicos....32
Moment Seismic Checks (FB5)....32
Cálculo de la capacidad a corte para diseño (FB5)....32
Resistencia al corte proporcionada por el concreto....32
Viga : FB6....33
Verificación de Deflexión....33
Chequeos Sísmicos....33
Moment Seismic Checks (FB6)....33
Cálculo de la capacidad a corte para diseño (FB6)....33
Resistencia al corte proporcionada por el concreto....33
Viga : FB7....34
Verificación de Deflexión....34
Chequeos Sísmicos....34
Moment Seismic Checks (FB7)....34
Cálculo de la capacidad a corte para diseño (FB7)....34
Resistencia al corte proporcionada por el concreto....35
Viga : FB8....35
Verificación de Deflexión....35
Chequeos Sísmicos....35
Moment Seismic Checks (FB8)....35
Cálculo de la capacidad a corte para diseño (FB8)....35
Resistencia al corte proporcionada por el concreto....36
Eje : A....37
Combinación de Carga....37
Cargas de viga....37
Parámetros de Diseño....38

Viga : FB9 38
Sección izquierda 38
Detalles de la sección rectangular (Sección superior) 38
Diseño de Flexión (Sección superior) 38
Detalles de la sección rectangular (Sección inferior) 38
Diseño de Flexión (Sección inferior) 38
Diseño de corte 39
Diseño de torsión 39
Diseño de sección final 39
Sección de tramo 40
Detalles de la sección rectangular (Sección superior) 40
Diseño de Flexión (Sección superior) 40
Detalles de la sección rectangular (Sección inferior) 40
Diseño de Flexión (Sección inferior) 40
Diseño de corte 40
Diseño de torsión 41
Diseño de sección final 41
Sección derecha 42
Detalles de la sección rectangular (Sección superior) 42
Diseño de Flexión (Sección superior) 42
Detalles de la sección rectangular (Sección inferior) 42
Diseño de Flexión (Sección inferior) 42
Diseño de corte 42
Diseño de torsión 43
Diseño de sección final 43
Verificación de Deflexión 44
Chequeos Sísmicos 45
Moment Seismic Checks (FB9) 45
Cálculo de la capacidad a corte para diseño (FB9) 45
Resistencia al corte proporcionada por el concreto 45
Viga : FB10 46
Sección izquierda 46
Detalles de la sección rectangular (Sección superior) 46
Diseño de Flexión (Sección superior) 46
Detalles de la sección rectangular (Sección inferior) 46
Diseño de Flexión (Sección inferior) 46
Diseño de corte 46
Diseño de torsión 46
Diseño de sección final 47
Sección de tramo 47
Detalles de la sección rectangular (Sección superior) 48

Diseño de Flexión (Sección superior) 48
Detalles de la sección rectangular (Sección inferior) 48
Diseño de Flexión (Sección inferior) 48
Diseño de corte 48
Diseño de torsión 48
Diseño de sección final 49
Sección derecha 49
Detalles de la sección rectangular (Sección superior) 49
Diseño de Flexión (Sección superior) 49
Detalles de la sección rectangular (Sección inferior) 50
Diseño de Flexión (Sección inferior) 50
Diseño de corte 50
Diseño de torsión 50
Diseño de sección final 50
Verificación de Deflexión 52
Chequeos Sísmicos 52
Moment Seismic Checks (FB10) 52
Cálculo de la capacidad a corte para diseño (FB10) 53
Resistencia al corte proporcionada por el concreto 53
Viga : FB11 53
Sección izquierda 53
Detalles de la sección rectangular (Sección superior) 53
Diseño de Flexión (Sección superior) 53
Detalles de la sección rectangular (Sección inferior) 53
Diseño de Flexión (Sección inferior) 54
Diseño de corte 54
Diseño de torsión 54
Diseño de sección final 54
Sección de tramo 55
Detalles de la sección rectangular (Sección superior) 55
Diseño de Flexión (Sección superior) 55
Detalles de la sección rectangular (Sección inferior) 55
Diseño de Flexión (Sección inferior) 55
Diseño de corte 56
Diseño de torsión 56
Diseño de sección final 56
Sección derecha 57
Detalles de la sección rectangular (Sección superior) 57
Diseño de Flexión (Sección superior) 57
Detalles de la sección rectangular (Sección inferior) 57
Diseño de Flexión (Sección inferior) 57

Diseño de corte 57
Diseño de torsión 58
Diseño de sección final 58
Verificación de Deflexión 60
Chequeos Sísmicos 60
Moment Seismic Checks (FB11) 60
Diseño de Refuerzo de Columna 60

Verificaciones de Pre-Análisis

Datos del Edificio

Número de Pisos	= 1
Número de Pisos Efectivos	= 1
Número de Sótanos Rígidos	= 0

Piso	Altura del Piso (m)	Nivel (m)	Factor de Participación de Carga Viva	Factor de Reducción de Carga Viva	Tipo de Sistema Estructural	Modelo de Elementos Finitos para el cascarón
1	0.6000	0.6000	0.00	0.000	CA	-

Parámetros de Análisis

Tipo de Análisis	= Análisis de Sismos Estáticos Equivalentes
Tipo de análisis sísmico vertical	= Método de análisis del espectro modal
Grados de Libertad del Piso	= X, Y y Torsión
Zonas Rígidas en las Juntas	= NO SE REDUCIRÁ
Modelo analítico de muro de corte Tipo	= Modelo de Elementos Finitos para el cascarón
Tamaño Promedio del cascarón	= 0.5000 / 0.5000 m
Código Sísmico	= **NSR-10 A** Código Sísmico Colombiano - Requisitos Generales para el Diseño y Construcción de Estructuras Sismo-Resistentes (Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente, Título A - Requisitos Generales de Diseño y Construcción Sismo-Resistente)
Código de Diseño de Concreto	= **NSR-10 C** Código Sísmico Colombiano - Concreto Estructural (Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente, Título C - Concreto Estructural
Código de Diseño de Acero:	= **AISC 360-10 (LRFD)** Specification for Structural Steel Buildings (LRFD)
Código de Carga de Viento	= **NSR-10 B** Código Sísmico Colombiano (Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente, Título B - Cargas)

Parámetros Sísmicos

Zona Sísmica	= Bucaramanga
Zona Sísmica	= 5
Acceleración Pico Efectiva, (Aa)	= 0.25
Velocidad Pico Efectiva, (Av)	= 0.25
Nivel de peligro sísmico	= ALTO

Parámetros Estructurales

Grupo de Uso	= 1
Categoría de Sistema	= C. Sistema de Pórticos Resistentes a Momento
Tipo de Sistema Estructural	= C.1A
Factor de Comportamiento Básico, (R_0)	= 7.0
Factor de Sobrefuerza, (Ω_0)	= 3.0

Grupo de Uso	= 1
Excentricidad de Carga Lateral	= 5.0 %
Número de Modos que se Utilizarán	= 6
Razón de Amortiguación	= 0.05

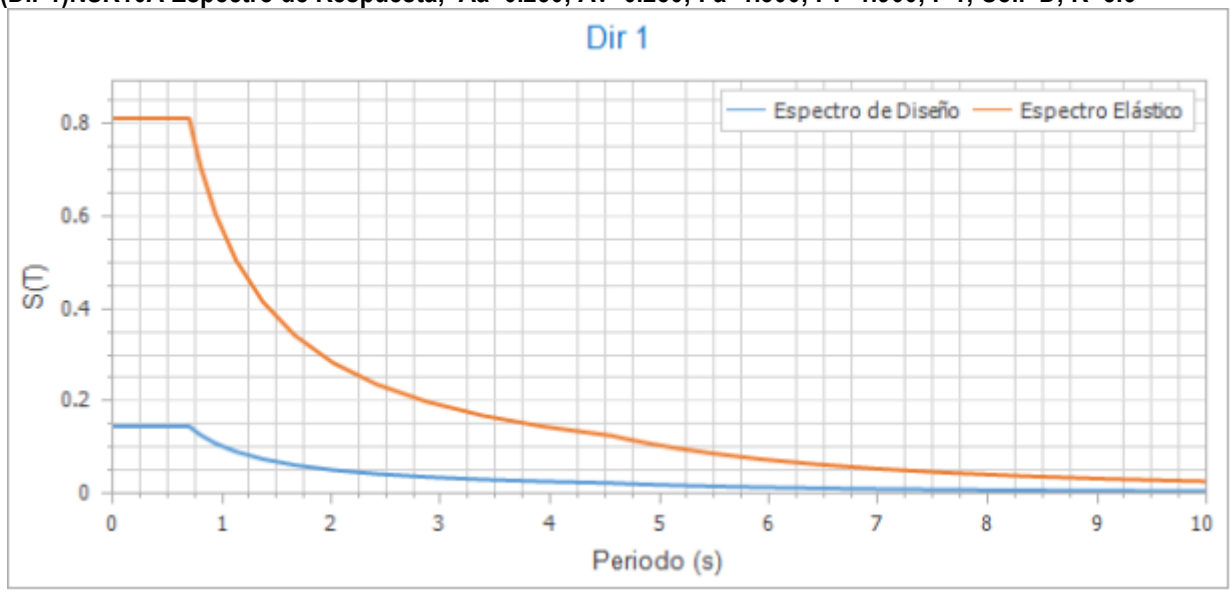
Propiedades del Espectro de Respuesta Sísmica:

Bucaramanga Microzonificación	= -
Clase del Suelo	= D
Coeficiente de Sitio	Fa = 1.3
	Fv = 1.9
Períodos Característicos del Espectro	T0 = 0.1462 s
	Ts = 0.7015 s
	TL = 4.56 s
Factor de Importancia del Edificio	I = 1.00

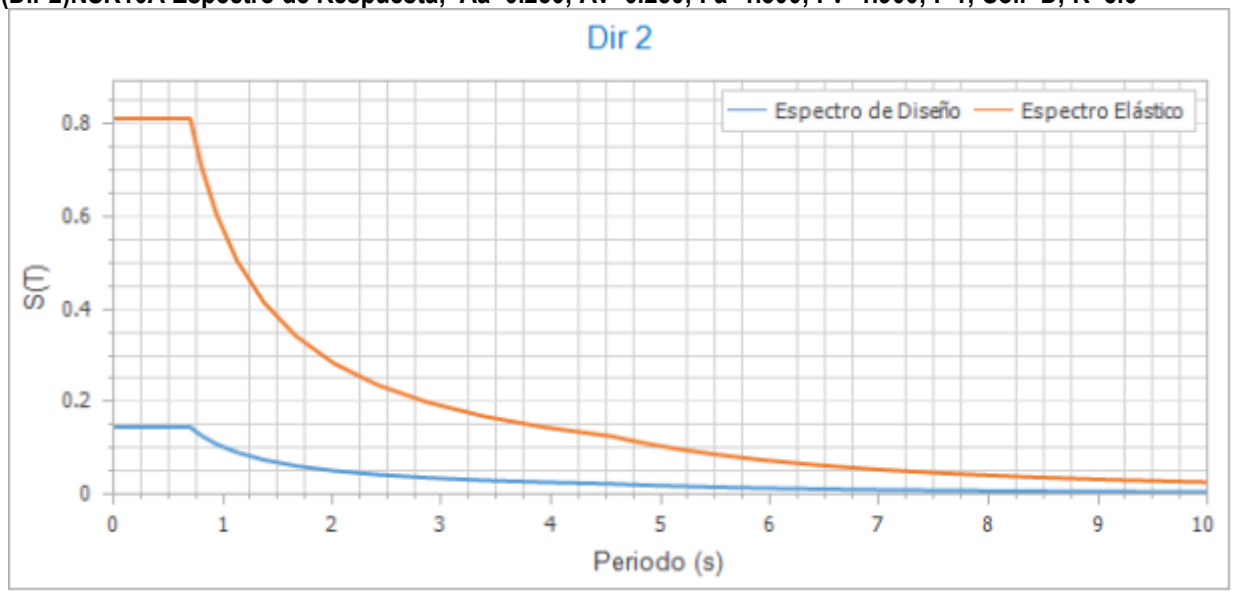
Dirección Sísmica

Dir-1 0.00 °
Dir-2 90.00 °

(Dir 1)NSR10A Espectro de Respuesta; Aa=0.250; Av=0.250; Fa=1.300; Fv=1.900; I=1; Soil=D; R=5.6



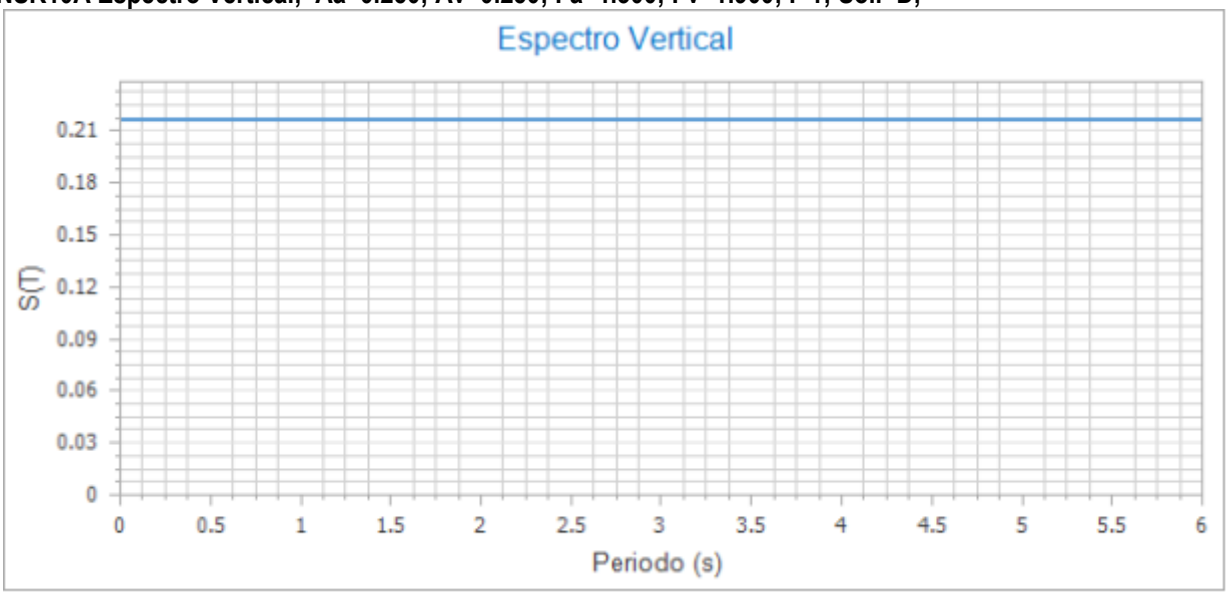
(Dir 2)NSR10A Espectro de Respuesta; Aa=0.250; Av=0.250; Fa=1.300; Fv=1.900; I=1; Soil=D; R=5.6



	Dir1		Dir2	
Periodo (s)	Espectro Elástico	Espectro de Diseño	Espectro Elástico	Espectro de Diseño
0.000	0.8125	0.1451	0.8125	0.1451
0.702	0.8125	0.1451	0.8125	0.1451
0.728	0.7826	0.1398	0.7826	0.1398
0.809	0.7048	0.1259	0.7048	0.1259
0.943	0.6047	0.1080	0.6047	0.1080
1.130	0.5043	0.0901	0.5043	0.0901
1.371	0.4156	0.0742	0.4156	0.0742
1.666	0.3421	0.0611	0.3421	0.0611
2.014	0.2830	0.0505	0.2830	0.0505
2.416	0.2359	0.0421	0.2359	0.0421
2.872	0.1985	0.0354	0.1985	0.0354
3.381	0.1686	0.0301	0.1686	0.0301
3.944	0.1445	0.0258	0.1445	0.0258
4.560	0.1250	0.0223	0.1250	0.0223
4.598	0.1230	0.0220	0.1230	0.0220
4.711	0.1171	0.0209	0.1171	0.0209
4.900	0.1083	0.0193	0.1083	0.0193
5.164	0.0975	0.0174	0.0975	0.0174

5.504	0.0858	0.0153	0.0858	0.0153
5.920	0.0742	0.0132	0.0742	0.0132
6.411	0.0632	0.0113	0.0632	0.0113
6.978	0.0534	0.0095	0.0534	0.0095
7.620	0.0448	0.0080	0.0448	0.0080
8.338	0.0374	0.0067	0.0374	0.0067
9.131	0.0312	0.0056	0.0312	0.0056
10.000	0.0260	0.0046	0.0260	0.0046

NSR10A Espectro Vertical; Aa=0.250; Av=0.250; Fa=1.300; Fv=1.900; I=1; Soil=D;



Periodo (s)	Espectro Vertical
0.000	0.2167
6.000	0.2167

Propidades del Suelo

Coeficiente de Método de Balasto del Suelo = 50000.00 kN/m3
Presión de Suelo Permitida = 267.0 kN/m2

Combinaciones de Carga

No	Combinación	D	Dc	L	Lc	Lp1	Lp2	Ez	Ex+	Ex-	Ey+	Ey-
1	1.2D	1.20	.00	.00	.00	.00	.00	.00	.00	.00	.00	.00
2	1.2D+1.6L	1.20	.00	1.60	.00	.00	.00	.00	.00	.00	.00	.00
3	1.2D+1.6L	1.20	.00	1.60	.00	.00	.00	.00	.00	.00	.00	.00
4	1.2D+1.6Lp1	1.20	.00	.00	.00	1.60	.00	.00	.00	.00	.00	.00
5	1.2D+1.6Lp1	1.20	.00	.00	.00	1.60	.00	.00	.00	.00	.00	.00
6	1.2D+1.6Lp2	1.20	.00	.00	.00	.00	1.60	.00	.00	.00	.00	.00
7	1.2D+1.6Lp2	1.20	.00	.00	.00	.00	1.60	.00	.00	.00	.00	.00
8	D+L	1.00	.00	1.00	.00	.00	.00	.00	.00	.00	.00	.00
9	L	.00	.00	1.00	.00	.00	.00	.00	.00	.00	.00	.00
10	D+0.5L	1.00	.00	0.50	.00	.00	.00	.00	.00	.00	.00	.00
11	1.2Dc+Lc+0.3Ez+Ex++0.3Ey-	.00	1.20	.00	1.00	.00	.00	0.30	1.00	.00	.00	0.30
13	1.2Dc+Lc-0.3Ez+Ex++0.3Ey-	.00	1.20	.00	1.00	.00	.00	- 0.30	1.00	.00	.00	0.30
14	1.2Dc+Lc+0.3Ez-Ex+-0.3Ey-	.00	1.20	.00	1.00	.00	.00	0.30	- 1.00	.00	.00	- 0.30
16	1.2Dc+Lc-0.3Ez-Ex+-0.3Ey-	.00	1.20	.00	1.00	.00	.00	- 0.30	- 1.00	.00	.00	- 0.30
17	1.2Dc+Lc+0.3Ez+Ex-+0.3Ey+	.00	1.20	.00	1.00	.00	.00	0.30	.00	1.00	0.30	.00
19	1.2Dc+Lc-0.3Ez+Ex-+0.3Ey+	.00	1.20	.00	1.00	.00	.00	- 0.30	.00	1.00	0.30	.00
20	1.2Dc+Lc+0.3Ez-Ex--0.3Ey+	.00	1.20	.00	1.00	.00	.00	0.30	.00	- 1.00	- 0.30	.00
22	1.2Dc+Lc-0.3Ez-Ex--0.3Ey+	.00	1.20	.00	1.00	.00	.00	- 0.30	.00	- 1.00	- 0.30	.00
23	1.2Dc+Lc+0.3Ez+0.3Ex-+Ey+	.00	1.20	.00	1.00	.00	.00	0.30	.00	0.30	1.00	.00
25	1.2Dc+Lc-0.3Ez+0.3Ex-+Ey+	.00	1.20	.00	1.00	.00	.00	- 0.30	.00	0.30	1.00	.00
26	1.2Dc+Lc+0.3Ez-0.3Ex--Ey+	.00	1.20	.00	1.00	.00	.00	0.30	.00	- 0.30	- 1.00	.00
28	1.2Dc+Lc-0.3Ez-0.3Ex--Ey+	.00	1.20	.00	1.00	.00	.00	- 0.30	.00	- 0.30	- 1.00	.00
29	1.2Dc+Lc+0.3Ez+0.3Ex++Ey-	.00	1.20	.00	1.00	.00	.00	0.30	0.30	.00	.00	1.00
31	1.2Dc+Lc-0.3Ez+0.3Ex++Ey-	.00	1.20	.00	1.00	.00	.00	- 0.30	0.30	.00	.00	1.00
32	1.2Dc+Lc+0.3Ez-0.3Ex+-Ey-	.00	1.20	.00	1.00	.00	.00	0.30	- 0.30	.00	.00	- 1.00
34	1.2Dc+Lc-0.3Ez-0.3Ex+-Ey-	.00	1.20	.00	1.00	.00	.00	- 0.30	- 0.30	.00	.00	- 1.00
35	0.9Dc+0.3Ez+Ex++0.3Ey-	.00	0.90	.00	.00	.00	.00	0.30	1.00	.00	.00	0.30

37	0.9Dc-0.3Ez+Ex++0.3Ey-	.00	0.90	.00	.00	.00	.00	- 0.30	1.00	.00	.00	0.30
38	0.9Dc+0.3Ez-Ex+-0.3Ey-	.00	0.90	.00	.00	.00	.00	0.30	- 1.00	.00	.00	- 0.30
40	0.9Dc-0.3Ez-Ex+-0.3Ey-	.00	0.90	.00	.00	.00	.00	- 0.30	- 1.00	.00	.00	- 0.30
41	0.9Dc+0.3Ez+Ex-+0.3Ey+	.00	0.90	.00	.00	.00	.00	0.30	.00	1.00	0.30	.00
43	0.9Dc-0.3Ez+Ex-+0.3Ey+	.00	0.90	.00	.00	.00	.00	- 0.30	.00	1.00	0.30	.00
44	0.9Dc+0.3Ez-Ex--0.3Ey+	.00	0.90	.00	.00	.00	.00	0.30	.00	- 1.00	- 0.30	.00
46	0.9Dc-0.3Ez-Ex--0.3Ey+	.00	0.90	.00	.00	.00	.00	- 0.30	.00	- 1.00	- 0.30	.00
47	0.9Dc+0.3Ez+0.3Ex-+Ey+	.00	0.90	.00	.00	.00	.00	0.30	.00	0.30	1.00	.00
49	0.9Dc-0.3Ez+0.3Ex-+Ey+	.00	0.90	.00	.00	.00	.00	- 0.30	.00	0.30	1.00	.00
50	0.9Dc+0.3Ez-0.3Ex--Ey+	.00	0.90	.00	.00	.00	.00	0.30	.00	- 0.30	- 1.00	.00
52	0.9Dc-0.3Ez-0.3Ex--Ey+	.00	0.90	.00	.00	.00	.00	- 0.30	.00	- 0.30	- 1.00	.00
53	0.9Dc+0.3Ez+0.3Ex++Ey-	.00	0.90	.00	.00	.00	.00	0.30	0.30	.00	.00	1.00
55	0.9Dc-0.3Ez+0.3Ex++Ey-	.00	0.90	.00	.00	.00	.00	- 0.30	0.30	.00	.00	1.00
56	0.9Dc+0.3Ez-0.3Ex+-Ey-	.00	0.90	.00	.00	.00	.00	0.30	- 0.30	.00	.00	- 1.00
58	0.9Dc-0.3Ez-0.3Ex+-Ey-	.00	0.90	.00	.00	.00	.00	- 0.30	- 0.30	.00	.00	- 1.00
59	1.2D+L+0.3Ez+Ex++0.3Ey-	1.20	.00	1.00	.00	.00	.00	0.30	1.00	.00	.00	0.30
61	1.2D+L-0.3Ez+Ex++0.3Ey-	1.20	.00	1.00	.00	.00	.00	- 0.30	1.00	.00	.00	0.30
62	1.2D+L+0.3Ez-Ex+-0.3Ey-	1.20	.00	1.00	.00	.00	.00	0.30	- 1.00	.00	.00	- 0.30
64	1.2D+L-0.3Ez-Ex+-0.3Ey-	1.20	.00	1.00	.00	.00	.00	- 0.30	- 1.00	.00	.00	- 0.30
65	1.2D+L+0.3Ez+Ex-+0.3Ey+	1.20	.00	1.00	.00	.00	.00	0.30	.00	1.00	0.30	.00
67	1.2D+L-0.3Ez+Ex-+0.3Ey+	1.20	.00	1.00	.00	.00	.00	- 0.30	.00	1.00	0.30	.00
68	1.2D+L+0.3Ez-Ex--0.3Ey+	1.20	.00	1.00	.00	.00	.00	0.30	.00	- 1.00	- 0.30	.00
70	1.2D+L-0.3Ez-Ex--0.3Ey+	1.20	.00	1.00	.00	.00	.00	- 0.30	.00	- 1.00	- 0.30	.00
71	1.2D+L+0.3Ez+0.3Ex-+Ey+	1.20	.00	1.00	.00	.00	.00	0.30	.00	0.30	1.00	.00
73	1.2D+L-0.3Ez+0.3Ex-+Ey+	1.20	.00	1.00	.00	.00	.00	- 0.30	.00	0.30	1.00	.00
74	1.2D+L+0.3Ez-0.3Ex--Ey+	1.20	.00	1.00	.00	.00	.00	0.30	.00	- 0.30	- 1.00	.00
76	1.2D+L-0.3Ez-0.3Ex--Ey+	1.20	.00	1.00	.00	.00	.00	- 0.30	.00	- 0.30	- 1.00	.00
77	1.2D+L+0.3Ez+0.3Ex++Ey-	1.20	.00	1.00	.00	.00	.00	0.30	0.30	.00	.00	1.00
79	1.2D+L-0.3Ez+0.3Ex++Ey-	1.20	.00	1.00	.00	.00	.00	- 0.30	0.30	.00	.00	1.00
80	1.2D+L+0.3Ez-0.3Ex+-Ey-	1.20	.00	1.00	.00	.00	.00	0.30	- 0.30	.00	.00	- 1.00
82	1.2D+L-0.3Ez-0.3Ex+-Ey-	1.20	.00	1.00	.00	.00	.00	- 0.30	- 0.30	.00	.00	- 1.00
83	0.9D+0.3Ez+Ex++0.3Ey-	0.90	.00	.00	.00	.00	.00	0.30	1.00	.00	.00	0.30
85	0.9D-0.3Ez+Ex++0.3Ey-	0.90	.00	.00	.00	.00	.00	- 0.30	1.00	.00	.00	0.30
86	0.9D+0.3Ez-Ex+-0.3Ey-	0.90	.00	.00	.00	.00	.00	0.30	- 1.00	.00	.00	- 0.30
88	0.9D-0.3Ez-Ex+-0.3Ey-	0.90	.00	.00	.00	.00	.00	- 0.30	- 1.00	.00	.00	- 0.30
89	0.9D+0.3Ez+Ex-+0.3Ey+	0.90	.00	.00	.00	.00	.00	0.30	.00	1.00	0.30	.00
91	0.9D-0.3Ez+Ex-+0.3Ey+	0.90	.00	.00	.00	.00	.00	- 0.30	.00	1.00	0.30	.00
92	0.9D+0.3Ez-Ex--0.3Ey+	0.90	.00	.00	.00	.00	.00	0.30	.00	- 1.00	- 0.30	.00
94	0.9D-0.3Ez-Ex--0.3Ey+	0.90	.00	.00	.00	.00	.00	- 0.30	.00	- 1.00	- 0.30	.00
95	0.9D+0.3Ez+0.3Ex-+Ey+	0.90	.00	.00	.00	.00	.00	0.30	.00	0.30	1.00	.00
97	0.9D-0.3Ez+0.3Ex-+Ey+	0.90	.00	.00	.00	.00	.00	- 0.30	.00	0.30	1.00	.00
98	0.9D+0.3Ez-0.3Ex--Ey+	0.90	.00	.00	.00	.00	.00	0.30	.00	- 0.30	- 1.00	.00
100	0.9D-0.3Ez-0.3Ex--Ey+	0.90	.00	.00	.00	.00	.00	- 0.30	.00	- 0.30	- 1.00	.00
101	0.9D+0.3Ez+0.3Ex++Ey-	0.90	.00	.00	.00	.00	.00	0.30	0.30	.00	.00	1.00
103	0.9D-0.3Ez+0.3Ex++Ey-	0.90	.00	.00	.00	.00	.00	- 0.30	0.30	.00	.00	1.00
104	0.9D+0.3Ez-0.3Ex+-Ey-	0.90	.00	.00	.00	.00	.00	0.30	- 0.30	.00	.00	- 1.00
106	0.9D-0.3Ez-0.3Ex+-Ey-	0.90	.00	.00	.00	.00	.00	- 0.30	- 0.30	.00	.00	- 1.00

Los resultados del caso de carga de la Parte Inferior se combinan automáticamente con los resultados de la Parte Superior. Por tanto, no se incluyen en las combinaciones.

Casos de Carga Vertical

D	= Carga Muerta
Dc	= Carga Muerta (Agrietado)
L	= Cargas Vivas
Lc	= Cargas Vivas (Agrietado)
Lp1	= Patrón de Cargas Vivas 1
Lp2	= Patrón de Cargas Vivas 2
Ez	= Modal Acción Sísmica Vertical (Agrietado)

Casos de Carga Lateral

Ex+	= Equiv. Sismo Estático X (E+) (Agrietado)
Ex-	= Equiv. Sismo Estático X (E-) (Agrietado)
Ey+	= Equiv. Sismo Estático Y (E+) (Agrietado)
Ey-	= Equiv. Sismo Estático Y (E-) (Agrietado)

Gc y **Qc** usos de casos de carga **secciones agrietadas** por ser combinado con casos de carga sísmica.
G y **Q** Casos de Carga de Usos OW **secciones sin agrietar** por combinarse con combinaciones de carga verticales.

Materiales:

Grados de Concreto:

		F_{ck} (N/mm2)	F_{cd} (N/mm2)	F_{ctd} (N/mm2)	E (N/mm2)
Columnas	C400	28.00	28.00	2.21	20636.8
Muros	C400	28.00	28.00	2.21	20636.8
Vigas	C400	28.00	28.00	2.21	20636.8
Losas	C400	28.00	28.00	2.21	20636.8
Losas Nervadas	C400	28.00	28.00	2.21	20636.8
Cimentaciones	C400	28.00	28.00	2.21	20636.8

Grados de barras de refuerzo:

		F_{yk} (N/mm2)	F_{yd} (N/mm2)	E (N/mm2)
Columnas	SD40 (Deformed Bar)	420.00	365.22	200000.0
Muros	SD40 (Deformed Bar)	420.00	365.22	200000.0
- Alma Longitudinal	SD40 (Deformed Bar)	420.00	365.22	200000.0
- Alma Horizontal	SD40 (Deformed Bar)	420.00	365.22	200000.0
Vigas	SD40 (Deformed Bar)	420.00	365.22	200000.0
Losas	SD40 (Deformed Bar)	420.00	365.22	200000.0
Losas Nervadas	SD40 (Deformed Bar)	420.00	365.22	200000.0
Cimentaciones	SD40 (Deformed Bar)	420.00	365.22	200000.0
Enlace	SD40 (Deformed Bar)	420.00	365.22	200000.0

Grados de Acero:

Etiqueta	F_y (N/mm2)	F_u (N/mm2)
S235	235.00	360.00
S275	275.00	430.00

Member Section Properties

Área : Área de Sección Bruta
A_s : Área de Corte de Sección
I_{11} : Momento de Inercia sobre el Eje Local del Miembro-1
I_{22} : Momento de Inercia sobre el Eje Local del Miembro-2

Propiedades de la Sección Columna y Muro de Corte

Sección	b1xb2 (cm)	Área (m^2)	A_s (m^2)	I_{11} (m^4)	I_{22} (m^4)
200x200-C	20x20	0.0400	0.0333	1.333E-04	1.333E-04

Propiedades de la Sección de la Viga

Sección	b1xb2 (cm)	Área (m^2)	A_s (m^2)	I_{11} (m^4)	I_{22} (m^4)
250x250-B	25x25	0.0625	0.0521	3.255E-04	3.255E-04
250x300-B	25x30	0.0750	0.0625	5.625E-04	3.906E-04
150x300-B	15x30	0.0450	0.0375	3.375E-04	8.438E-05

Cálculo del Centro de Inercia de la Columna y el Muro

Las Coordenadas del Centro de Rigidez (x-R e y-R) se basan en las coordenadas de la columna inferior izquierda del plano..

I_{xx} : Momento de Inercia sobre el Eje Global-X
I_{yy} : Momento de Inercia sobre el Eje Global-Y
x_R, y_R : Coordenadas del Centro de Rigidez basadas en la inercia de la columna y la pared

Piso	I_{yy}-Columna (m^4)	I_{yy}-Muro (m^4)	I_{yy}-Total (m^4)	I_{xx}-Columna (m^4)	I_{xx}-Muro (m^4)	I_{xx}-Total (m^4)	x_R (m)	y_R (m)
Piso: 1	1.600E-03	0.00	1.600E-03	1.600E-03	0.00	1.600E-03	12.6169	0.0394

Comprobaciones de Post-Análisis

El edificio tiene solo un piso, no es necesaria la Verificación de Irregularidades de Rigidez entre Pisos.

El edificio tiene solo un piso, no es necesario la Verificación de Irregularidades de Masa

(5aA) VERIFICACIÓN DE IRREGULARIDAD DE RESISTENCIA ENTRE PISOS (Piso débil)

(NSR10A - Cl. A.3.2.4.1 and A.3.3.6)

Irregularidad de Resistencia entre Pisos (Piso Débil) NO encontrada en el edificio.

(1aP) VERIFICACIÓN DE IRREGULARIDAD DE TORSION:

(NSR10A - Cl. A.3.3.6 and A.3.4.2)
δ_{Min} : Desviación Mínima Absoluta del Piso
δ_{Max} : Desviación Máxima Absoluta del Piso
Δ : Desviación Relativa del Piso ($\delta_{columna,sup}$ - $\delta_{columna,inferior}$)
η_b : Δ_{Max} / Δ_{prom}

DIRECCIÓN SÍSMICA: 1 (Ángulo desde X 0.00 Deg)

Caso de Carga: **Ex+** (Equiv. Sismo Estático X (E+))

Piso	δ_{Min} (m)	δ_{Max} (m)	Δ_{Min} (m)	Δ_{Max} (m)	Δ_{prom} (m)	η_b	Adicional Excentricidad (%)
Piso: 1	2.0009E-06	2.1307E-06	2.0009E-06	2.1307E-06	2.0658E-06	1.031 ≤ 1.20	---

Caso de Carga: **Ex-** (Equiv. Sismo Estático X (E-))

Piso	δ_{Min} (m)	δ_{Max} (m)	Δ_{Min} (m)	Δ_{Max} (m)	Δ_{prom} (m)	η_b	Adicional Excentricidad (%)
Piso: 1	2.0009E-06	2.1307E-06	2.0009E-06	2.1307E-06	2.0658E-06	1.031 ≤ 1.20	---

Dir 1: 1aP No Existe Irregularidad. ✓

DIRECCIÓN SÍSMICA: 2 (Ángulo desde X 90.00 Deg)

Caso de Carga: **Ey+** (Equiv. Sismo Estático Y (E+))

Piso	δ_{Min} (m)	δ_{Max} (m)	Δ_{Min} (m)	Δ_{Max} (m)	Δ_{prom} (m)	η_b	Adicional Excentricidad (%)
Piso: 1	-9.5139E-07	5.6006E-06	9.5139E-07	5.6006E-06	3.2760E-06	1.710 > 1.40	10.1

Caso de Carga: **Ey-** (Equiv. Sismo Estático Y (E-))

Piso	δ_{Min} (m)	δ_{Max} (m)	Δ_{Min} (m)	Δ_{Max} (m)	Δ_{prom} (m)	η_b	Adicional Excentricidad (%)
Piso: 1	-8.2165E-07	5.4709E-06	8.2165E-07	5.4709E-06	3.1463E-06	1.739 > 1.40	10.5

Advertencia: Dir 2... 1aP Existe Irregularidad en la estructura.

RSA es obligatorio.

VERIFICACIÓN DE DERIVA DE PISO RELATIVO:

(NSR10A - Cl. A.6.3.1.2 and A.6.4.1)
h : Altura del Piso
δ_{Max} : Desviación Máxima Absoluta del Piso Elástico
Δ_{Max} : Desviación Relativa del Piso ($\delta_{columna,sup}$ - $\delta_{columna,inferior}$)
Δ_M : Deriva de Respuesta Relativa Inelástica Máxima (Δ_{Max} * Cd/Ie)

Dirección Sísmica: 1 (Ángulo desde X 0.000 Deg)

Caso de Carga: Ex+

Piso	h (m)	δ_{Max} (m)	Δ_{Max} (m)	Δ_M (m)	Miembro	(Δ_M / h)
Piso: 1	0.600	2.1307E-06	2.1307E-06	1.1932E-05	1C4	1.9886E-05 ≤ 0.01 ✓

Caso de Carga: Ex-

Piso	h (m)	δ_{Max} (m)	Δ_{Max} (m)	Δ_M (m)	Miembro	(Δ_M / h)
Piso: 1	0.600	2.1307E-06	2.1307E-06	1.1932E-05	1C4	1.9886E-05 ≤ 0.01 √

Dir 1... Desplazamientos de Pisos Relativos satisfacen los límites. √

Dirección Sísmica: 2 (Ángulo desde X 90.000 Deg)

Caso de Carga: Ey+

Piso	h (m)	δ_{Max} (m)	Δ_{Max} (m)	Δ_M (m)	Miembro	(Δ_M / h)
Piso: 1	0.600	5.6006E-06	5.6006E-06	3.1363E-05	1C12	5.2272E-05 ≤ 0.01 √

Caso de Carga: Ey-

Piso	h (m)	δ_{Max} (m)	Δ_{Max} (m)	Δ_M (m)	Miembro	(Δ_M / h)
Piso: 1	0.600	5.4709E-06	5.4709E-06	3.0637E-05	1C1	5.1061E-05 ≤ 0.01 √

Dir 2... Desplazamientos de Pisos Relativos satisfacen los límites. √

VERIFICACIÓN DE REQUISITOS DE EFECTOS DE SEGUNDO ORDEN:

h_i : Altura del Piso
Δ_{prom} : Deriva Relativa Promedio del Piso ($\delta_{columna,sup}$ - $\delta_{columna,inferior}$)
W_i : Peso Sísmico del Piso (W = G + nQ)
ΣW_{i-n} : Peso Sísmico Total
V_i : Base Cortante del Piso

DIRECCIÓN SÍSMICA: 1 (Ángulo desde X 0.000 Deg)

Caso de Carga: **Ex+** (Equiv. Sismo Estático X (E+))

Piso	h (m)	Δ_{prom} (m)	W_i (kN)	ΣW_{i-n} (kN)	V_i (kN)	$\Theta_i = (W_i * \Delta_i) / (V_i * h_i)$
Piso: 1	0.600	2.0658E-06	6.91	6.91	1.00	2.3730E-05 ≤ 0.12 √

Caso de Carga: **Ex-** (Equiv. Sismo Estático X (E-))

Piso	h (m)	Δ_{prom} (m)	W_i (kN)	ΣW_{i-n} (kN)	V_i (kN)	$\Theta_i = (W_i * \Delta_i) / (V_i * h_i)$
Piso: 1	0.600	2.0658E-06	6.91	6.91	1.00	2.3730E-05 ≤ 0.12 √

Dir 1: Los Efectos de Segundo Orden se consideran utilizando métodos de esbeltez basados en código. √

DIRECCIÓN SÍSMICA: 2 (Ángulo desde X 90.000 Deg)

Caso de Carga: **Ey+** (Equiv. Sismo Estático Y (E+))

Piso	h (m)	Δ_{prom} (m)	W_i (kN)	ΣW_{i-n} (kN)	V_i (kN)	$\Theta_i = (W_i * \Delta_i) / (V_i * h_i)$
Piso: 1	0.600	3.2760E-06	6.91	6.91	1.00	3.7632E-05 ≤ 0.12 √

Caso de Carga: **Ey-** (Equiv. Sismo Estático Y (E-))

Piso	h (m)	Δ_{prom} (m)	W_i (kN)	ΣW_{i-n} (kN)	V_i (kN)	$\Theta_i = (W_i * \Delta_i) / (V_i * h_i)$
Piso: 1	0.600	3.1463E-06	6.91	6.91	1.00	3.6141E-05 ≤ 0.12 √

Dir 2: Los Efectos de Segundo Orden se consideran utilizando métodos de esbeltez basados en código. √

FACTORES DE RIGIDEZ DE LA SECCIÓN EFECTIVA DEL MIEMBRO

Tipo de Miembro	Elasticidad Módulo	Axial Área		Flexión Rigidez	Corte Área	Torsional Rigidez
Muros (Cáscara)	1.000	1.000	En-Plano	1.000	1.000	1.000

			Fuera-de-plano	1.000	1.000	
Muros (Pórtico)	1.000	1.000	Dirección Mayor Dir Menor	1.000 1.000	1.000 1.000	1.000
Muros de Sótano	1.000	1.000	En-Plano Fuera-de-plano	1.000 1.000	1.000 1.000	1.000
Losas	1.000	1.000	En-Plano Fuera-de-plano	1.000 0.250	1.000 1.000	1.000
Columnas	1.000	1.000		1.000	1.000	1.000
Vigas	1.000	1.000		1.000	1.000	0.010
Vigas de Acoplamiento	1.000	1.000		1.000	1.000	1.000

MASAS DE PISO, PESOS Y DEFINICIONES DE DIAFRAGMA:

h : Altura del Piso
m, mr^2 : Masa del Piso y Momento de Inercia de la Masa
G, Q : Suma de Cargas Vivas y Muertas en el Piso
Qs : Suma de cargas de nieve enl piso
W : Peso Sísmico del Piso (W = G + nQ)

Piso	h (m)	m (t)	mr^2 (t.m2)	G (kN)	Q (kN)	Qs (kN)	W (kN)	Piso Diafragma	Piso Combinación FE	Rigidez de la Losa Dentro/Fuera del Plano
1	0.600	0.69	0.00	6.91	0.00		6.91	Rígido	Ninguno	
Total				6.91	0.00		6.91			

TABLA DEL CENTRO DE GRAVEDAD DEL PISO

B_x, B_y : Planificar el Ancho de los Pisos
X_g, Y_g : Coordenadas del Centro de Gravedad de la historia
e_x, e_y : Excentricidades (Porcentaje del Ancho del Plano)

Piso	B_x (m)	X_g (m)	e_x (%)	B_y (m)	Y_g (m)	e_y (%)
1	24.8159	12.6169	5.00	0.0801	0.0394	5.00

FUERZAS DE SISMO:

DIRECCIÓN SÍSMICA: 1 (Ángulo desde X 0.00 Deg)

R(1)= 5.6... Las fuerzas del sismo se calculan utilizando el valor R.
Cualquier reducción de este factor debido a irregularidades se ha reflejado en las fuerzas de diseño.

Caso de Carga de Sismo: Ex+

Dir	Periodo (sec)	Periodo Límite (sec)	Aceleración Espectral (g)	Corte de Base Total (kN)	Corte Mín. en Base (kN)	Carga de Techo Agregada (kN)
X	0.008	0.008	0.145	1.00	0.00	0.00
Y	0.008	0.000	0.000	0.00	0.00	0.00

Piso	Fx (kN)	Fy (kN)	Fz (kN)	Mz (kN.m)
1	1.00	0.00	0.00	0.0
Total	1.00	0.00	0.00	0.0

Caso de Carga de Sismo: Ex-

Dir	Periodo (sec)	Periodo Límite (sec)	Aceleración Espectral (g)	Corte de Base Total (kN)	Corte Mín. en Base (kN)	Carga de Techo Agregada (kN)
X	0.008	0.008	0.145	1.00	0.00	0.00
Y	0.008	0.000	0.000	0.00	0.00	0.00

Piso	Fx (kN)	Fy (kN)	Fz (kN)	Mz (kN.m)

1	1.00	0.00	0.00	0.0
Total	1.00	0.00	0.00	0.0

DIRECCIÓN SÍSMICA: 2 (Ángulo desde X 90.00 Deg)

R(2)= 5.6... Las fuerzas del sismo se calculan utilizando el valor R.
Cualquier reducción de este factor debido a irregularidades se ha reflejado en las fuerzas de diseño.

Caso de Carga de Sismo: Ey+

Dir	Periodo (sec)	Periodo Límite (sec)	Aceleración Espectral (g)	Corte de Base Total (kN)	Corte Mín. en Base (kN)	Carga de Techo Agregada (kN)
X	0.008	0.000	0.000	0.00	0.00	0.00
Y	0.008	0.008	0.145	1.00	0.00	0.00

Piso	Fx (kN)	Fy (kN)	Fz (kN)	Mz (kN.m)
1	0.00	1.00	0.00	1.2
Total	0.00	1.00	0.00	1.2

Caso de Carga de Sismo: Ey-

Dir	Periodo (sec)	Periodo Límite (sec)	Aceleración Espectral (g)	Corte de Base Total (kN)	Corte Mín. en Base (kN)	Carga de Techo Agregada (kN)
X	0.008	0.000	0.000	0.00	0.00	0.00
Y	0.008	0.008	0.145	1.00	0.00	0.00

Piso	Fx (kN)	Fy (kN)	Fz (kN)	Mz (kN.m)
1	0.00	1.00	0.00	-1.2
Total	0.00	1.00	0.00	-1.2

VERIFICACIÓN DE VUELTA SÍSMICA:

h_i : Altura Total del Edificio medida desde el nivel de la cimentación
F_1, F_2 : Fuerzas de Sismo
M_{a1}, M_{a2} : Momentos de Vuelco
M_{p1}, M_{p2} : Resistiendo Momentos a nivel de piso
d_1, d_2 : Momento en brazo de fuerzas de resistencia al vuelco
X_g, Y_g : Coordenadas del Centro de Gravedad de la historia
W : Peso Sísmico del Piso (W = G + nQ)

Los efectos de los sismos se calculan utilizando los siguientes factores R: R(1) = 5.60 R(2) = 5.60

EFECTOS DE VUELTA:

Piso	h (m)	F_1 (kN)	M_{a1} (kN.m)	F_2 (kN)	M_{a2} (kN.m)
Piso: 1	0.600	1.00	0.6	1.00	0.6
Total			0.6		0.6

EFECTOS RESISTENTES (Dirección negativa del sismo):

Piso	W (kN)	d_1 (m)	M_{p1} (kN.m)	d_2 (m)	M_{p2} (kN.m)
Piso: 1	6.91	12.617	87.2	0.039	0.3
Cimentación	0.00		0.0		0.0
Total			87.2		0.3

EFECTOS RESISTENTES (Dirección Positiva del Sismo):

Piso	W (kN)	d_1 (m)	M_{p1} (kN.m)	d_2 (m)	M_{p2} (kN.m)
Piso: 1	6.91	12.199	84.3	0.041	0.3
Cimentación	0.00		0.0		0.0
Total			84.3		0.3

Verificación de Vuelta: Dir 1 ... M_{p1} / M_{a1} = 84.3 / 0.6 = 140.1317 ≥ 2.0 Adecuado ✓

Verificación de Vuelta: Dir 2 ... M_{p2} / M_{a2} = 0.3 / 0.6 = 0.4525 < 2.0 Insuficiente X

IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES:

Planificar Irregularidades

(1aP) Irregularidades de Torsión	: -EXISTE-
(1bP) Irregularidad Torsional Extrema	: -EXISTE-
(2P) Existencia de esquinas Re-entrantes	: -NINGUNO-
(3P) Discontinuidades en el Diafragma de Piso	: -NINGUNO-
(4P) Discontinuidad de los Elementos de Soporte de Carga Lateral	: -NINGUNO-
(5P) Ejes no-paralelos a la Dirección del Sismo	: -NINGUNO-

Irregularidades Verticales

(1aA) Irregularidad de Rigidez entre Pisos (Piso Blando)	: -NINGUNO-
(2A) Irregularidad de Distribución de Masas entre Pisos	: -NINGUNO-
(3A) Existencia de Pisos Re-entrantes	: -NINGUNO-
(4A) Discontinuidad de los Elementos de Soporte de Carga Vertical	: -NINGUNO-
(5aA) Irregularidad de Resistencia entre Pisos (Piso Débil)	: -NINGUNO-
(5bA) Irregularidad Extrema de Resistencia entre Pisos	: -NINGUNO-

REPORTE DE RESUMEN:

El edificio tiene solo un piso, no es necesaria la Verificación de Irregularidades de Rigidez entre Pisos.

El edificio tiene solo un piso, no es necesario la Verificación de Irregularidades de Masa

Advertencia: Dir 2... 1aP Existe Irregularidad en la estructura.

RSA es obligatorio.

Dir 1... Desplazamientos de Pisos Relativos satisfacen los límites. ✓

Dir 2... Desplazamientos de Pisos Relativos satisfacen los límites. ✓

Dir 1: Los Efectos de Segundo Orden se consideran utilizando métodos de esbeltez basados en código.

Dir 2: Los Efectos de Segundo Orden se consideran utilizando métodos de esbeltez basados en código.

Verificación de Vuelta: Dir 1 ... $M_{p1} / M_{a1} = 84.3 / 0.6 = 140.1317 \geq 2.0$ Adecuado

Verificación de Vuelta: Dir 2 ... $M_{p2} / M_{a2} = 0.3 / 0.6 = 0.4525 < 2.0$ Insuficiente

Resultados del Análisis de Valor Propio/EQ

Casos modales

MODALALL

Número de ecuaciones 72
Número de masas 24
Número de valores propios 6

Valores propios y frecuencias

Modo	Periodo (segundo)	Frecuencia (ciclos/seg)	Frecuencia circular (rad/seg)	Valor propio (rad/seg)^2
1	0.007614	131.334829	825.201066	680957
2	0.007614	131.334829	825.201066	680957
3	0.007614	131.334829	825.201066	680957
4	0.007614	131.334829	825.201066	680957
5	0.007614	131.334829	825.201066	680957
6	0.007614	131.334829	825.201066	680957

Factores de Participación Modal

Modo	Periodo (segundo)	X-dir	Y-dir	Z-dir	X-rot	Y-rot	Z-rot
1	0.007614	0	-0.24	0	0	0	0
2	0.007614	0	-0.24	0	0	0	0
3	0.007614	0.24	0	0	0	0	0
4	0.007614	0	-0.24	0	0	0	0
5	0.007614	0.24	0	0	0	0	0
6	0.007614	0	-0.24	0	0	0	0

Masa de Participación Modal (%)

Modo	Periodo (segundo)	X-dir	Y-dir	Z-dir	X-rot	Y-rot	Z-rot
1	0.007614	0	8.333333	0	0	0	0
2	0.007614	0	8.333333	0	0	0	0
3	0.007614	8.333333	0	0	0	0	0
4	0.007614	0	8.333333	0	0	0	0
5	0.007614	8.333333	0	0	0	0	0
6	0.007614	0	8.333333	0	0	0	0

Masa participativa modal acumulativa (%)

Modo	Periodo (segundo)	X-dir	Y-dir	Z-dir	X-rot	Y-rot	Z-rot
1	0.007614	0	8.333333	0	0	0	0
2	0.007614	0	16.666667	0	0	0	0
3	0.007614	8.333333	16.666667	0	0	0	0
4	0.007614	8.333333	25	0	0	0	0
5	0.007614	16.666667	25	0	0	0	0
6	0.007614	16.666667	33.333333	0	0	0	0

MODALSUPER

Número de ecuaciones 72
Número de masas 24
Número de valores propios 6

Valores propios y frecuencias

Modo	Periodo (segundo)	Frecuencia (ciclos/seg)	Frecuencia circular (rad/seg)	Valor propio (rad/seg)^2
1	0.007614	131.334829	825.201066	680957
2	0.007614	131.334829	825.201066	680957
3	0.007614	131.334829	825.201066	680957
4	0.007614	131.334829	825.201066	680957
5	0.007614	131.334829	825.201066	680957
6	0.007614	131.334829	825.201066	680957

Factores de Participación Modal

Modo	Periodo (segundo)	X-dir	Y-dir	Z-dir	X-rot	Y-rot	Z-rot
1	0.007614	0	-0.24	0	0	0	0
2	0.007614	0	-0.24	0	0	0	0
3	0.007614	0.24	0	0	0	0	0
4	0.007614	0	-0.24	0	0	0	0
5	0.007614	0.24	0	0	0	0	0
6	0.007614	0	-0.24	0	0	0	0

Masa de Participación Modal (%)

Modo	Periodo (segundo)	X-dir	Y-dir	Z-dir	X-rot	Y-rot	Z-rot
1	0.007614	0	8.333333	0	0	0	0
2	0.007614	0	8.333333	0	0	0	0
3	0.007614	8.333333	0	0	0	0	0
4	0.007614	0	8.333333	0	0	0	0
5	0.007614	8.333333	0	0	0	0	0
6	0.007614	0	8.333333	0	0	0	0

Masa participativa modal acumulativa (%)

Modo	Periodo (segundo)	X-dir	Y-dir	Z-dir	X-rot	Y-rot	Z-rot
1	0.007614	0	8.333333	0	0	0	0
2	0.007614	0	16.666667	0	0	0	0
3	0.007614	8.333333	16.666667	0	0	0	0
4	0.007614	8.333333	25	0	0	0	0
5	0.007614	16.666667	25	0	0	0	0
6	0.007614	16.666667	33.333333	0	0	0	0

MODALVERTIC

Número de ecuaciones 72
Número de masas 12
Número de valores propios 6

Valores propios y frecuencias

Modo	Periodo (segundo)	Frecuencia (ciclos/seg)	Frecuencia circular (rad/seg)	Valor propio (rad/seg)^2
1	0.002132	469.048494	2947.118604	8685510
2	0.002033	491.942233	3090.964209	9554060
3	0.001286	777.82955	4887.247199	23885200
4	0.001286	777.82955	4887.247199	23885200
5	0.001286	777.82955	4887.247199	23885200
6	0.001286	777.82955	4887.247199	23885200

Factores de Participación Modal

Modo	Periodo (segundo)	X-dir	Y-dir	Z-dir	X-rot	Y-rot	Z-rot
1	0.002132	0	0	-0.24	0	0.037708	0
2	0.002033	0	0	0.24	0	0.039993	0
3	0.001286	0	0	0.24	0	0	0
4	0.001286	0	0	0.24	0	0	0
5	0.001286	0	0	0.24	0	0	0
6	0.001286	0	0	0.24	0	0	0

Masa de Participación Modal (%)

Modo	Periodo (segundo)	X-dir	Y-dir	Z-dir	X-rot	Y-rot	Z-rot
1	0.002132	0	0	8.333333	0	19.970866	0
2	0.002033	0	0	8.333333	0	21.362278	0
3	0.001286	0	0	8.333333	0	0	0
4	0.001286	0	0	8.333333	0	0	0
5	0.001286	0	0	8.333333	0	0	0
6	0.001286	0	0	8.333333	0	0	0

Masa participativa modal acumulativa (%)

Modo	Periodo (segundo)	X-dir	Y-dir	Z-dir	X-rot	Y-rot	Z-rot
1	0.002132	0	0	8.333333	0	19.970866	0
2	0.002033	0	0	16.666667	0	41.333144	0
3	0.001286	0	0	25	0	41.333144	0
4	0.001286	0	0	33.333333	0	41.333144	0
5	0.001286	0	0	41.666667	0	41.333144	0
6	0.001286	0	0	50	0	41.333144	0

Casos de carga sísmica

[Ez / Modal Acción Sísmica Vertical]

Tipo de caso de carga	EQDS
Altura del Edificio	0.6
Nivel de Cimentación	0
Número de subniveles	0
Factor de Importancia del Edificio	1
Factor de reducción de respuesta estructural, (R)	5.6
Excentricidad: (x,y)	0 , 0
Método de aplicación de excentricidad	No Eccentricity Update
Combinación modal	CQC
Relación de Amortiguamiento	0.05
Combinación direccional	1.00
Factor direccional	1
Dirección de excitación	3
Ángulo de excitación	0
Función espectral	SPECT3

Valores propios y frecuencias

Modo	Periodo (segundo)	Frecuencia (ciclos/seg)	Frecuencia circular (rad/seg)	Valor propio (rad/seg)^2
1	0.002132	469.048494	2947.118604	8685510
2	0.002033	491.942233	3090.964209	9554060
3	0.001286	777.82955	4887.247199	23885200
4	0.001286	777.82955	4887.247199	23885200
5	0.001286	777.82955	4887.247199	23885200
6	0.001286	777.82955	4887.247199	23885200

Masa de Participación Modal (%)

Modo	Periodo (segundo)	X-dir	Y-dir	Z-dir	X-rot	Y-rot	Z-rot
1	0.002132	0	0	8.333333	0	19.970866	0
2	0.002033	0	0	8.333333	0	21.362278	0
3	0.001286	0	0	8.333333	0	0	0
4	0.001286	0	0	8.333333	0	0	0
5	0.001286	0	0	8.333333	0	0	0
6	0.001286	0	0	8.333333	0	0	0

Masa participativa modal acumulativa (%)

Modo	Periodo (segundo)	X-dir	Y-dir	Z-dir	X-rot	Y-rot	Z-rot
1	0.002132	0	0	8.333333	0	19.970866	0
2	0.002033	0	0	16.666667	0	41.333144	0
3	0.001286	0	0	25	0	41.333144	0
4	0.001286	0	0	33.333333	0	41.333144	0
5	0.001286	0	0	41.666667	0	41.333144	0
6	0.001286	0	0	50	0	41.333144	0

Correlaciones modales

Modo	Periodo	Mode (1)	Mode (2)	Mode (3)	Mode (4)	Mode (5)	Mode (6)
1	0.002132	1	0.814669	0.035707	0.035707	0.035707	0.035707

2	0.002033	0.814669	1	0.043575	0.043575	0.043575	0.043575
3	0.001286	0.035707	0.043575	1	1	1	1
4	0.001286	0.035707	0.043575	1	1	1	1
5	0.001286	0.035707	0.043575	1	1	1	1
6	0.001286	0.035707	0.043575	1	1	1	1

Aceleraciones modales del espectro

Modo	Periodo (segundo)	X-dir	Y-dir	Z-dir
1	0.002132	0	0	2.1667
2	0.002033	0	0	2.1667
3	0.001286	0	0	2.1667
4	0.001286	0	0	2.1667
5	0.001286	0	0	2.1667
6	0.001286	0	0	2.1667

Amplitudes modales del espectro

Modo	Periodo (segundo)	X-dir	Y-dir	Z-dir
1	0.002132	0	0	-5.98708E-08
2	0.002033	0	0	5.4428E-08
3	0.001286	0	0	2.17712E-08
4	0.001286	0	0	2.17712E-08
5	0.001286	0	0	2.17712E-08
6	0.001286	0	0	2.17712E-08

Desplazamientos de Pisos

Caso de Carga	Piso	Diafragma	Desplazamiento-X m	Desplazamiento-Y m	Rotación-Z (Rad)
1 D	1	Nodos libres (Promedio)	0.0000 E+00	0.0000 E+00	0.0000 E+00
	1	Nodos libres (Maximo)	0.0000 E+00	0.0000 E+00	0.0000 E+00
	1	Nodos libres (Mínimo)	0.0000 E+00	0.0000 E+00	0.0000 E+00
2 Dc	1	Nodos libres (Promedio)	0.0000 E+00	0.0000 E+00	0.0000 E+00
	1	Nodos libres (Maximo)	0.0000 E+00	0.0000 E+00	0.0000 E+00
	1	Nodos libres (Mínimo)	0.0000 E+00	0.0000 E+00	0.0000 E+00
3 L	1	Nodos libres (Promedio)	0.0000 E+00	0.0000 E+00	0.0000 E+00
	1	Nodos libres (Maximo)	0.0000 E+00	0.0000 E+00	0.0000 E+00
	1	Nodos libres (Mínimo)	0.0000 E+00	0.0000 E+00	0.0000 E+00
4 Lc	1	Nodos libres (Promedio)	0.0000 E+00	0.0000 E+00	0.0000 E+00
	1	Nodos libres (Maximo)	0.0000 E+00	0.0000 E+00	0.0000 E+00
	1	Nodos libres (Mínimo)	0.0000 E+00	0.0000 E+00	0.0000 E+00
5 Lp1	1	Nodos libres (Promedio)	0.0000 E+00	0.0000 E+00	0.0000 E+00
	1	Nodos libres (Maximo)	0.0000 E+00	0.0000 E+00	0.0000 E+00
	1	Nodos libres (Mínimo)	0.0000 E+00	0.0000 E+00	0.0000 E+00
6 Lp2	1	Nodos libres (Promedio)	0.0000 E+00	0.0000 E+00	0.0000 E+00
	1	Nodos libres (Maximo)	0.0000 E+00	0.0000 E+00	0.0000 E+00
	1	Nodos libres (Mínimo)	0.0000 E+00	0.0000 E+00	0.0000 E+00
7 Ez	1	Nodos libres (Promedio)	-5.1971 E-09	0.0000 E+00	0.0000 E+00
	1	Nodos libres (Maximo)	-6.7468 E-07	0.0000 E+00	0.0000 E+00
	1	Nodos libres (Mínimo)	0.0000 E+00	0.0000 E+00	0.0000 E+00
8 Ex+	1	Nodos libres (Promedio)	2.0978 E-06	0.0000 E+00	0.0000 E+00
	1	Nodos libres (Maximo)	2.1307 E-06	-1.0378 E-08	0.0000 E+00
	1	Nodos libres (Mínimo)	0.0000 E+00	0.0000 E+00	0.0000 E+00
9 Ex-	1	Nodos libres (Promedio)	2.2731 E-06	0.0000 E+00	0.0000 E+00
	1	Nodos libres (Maximo)	2.1307 E-06	1.0378 E-08	0.0000 E+00
	1	Nodos libres (Mínimo)	0.0000 E+00	0.0000 E+00	0.0000 E+00
10 Ey+	1	Nodos libres (Promedio)	1.8942 E-07	2.1414 E-06	0.0000 E+00
	1	Nodos libres (Maximo)	2.1307 E-06	5.6006 E-06	0.0000 E+00
	1	Nodos libres (Mínimo)	0.0000 E+00	0.0000 E+00	0.0000 E+00
11 Ey-	1	Nodos libres (Promedio)	1.5785 E-08	2.3198 E-06	0.0000 E+00
	1	Nodos libres (Maximo)	2.1307 E-06	5.6006 E-06	0.0000 E+00
	1	Nodos libres (Mínimo)	0.0000 E+00	0.0000 E+00	0.0000 E+00

Reporte de Clasificación de Rotación

NSR-10 A	**Código Sísmico Colombiano - Requisitos Generales para el Diseño y Construcción de Estructuras Sismo-Resistentes (Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente, Título A - Requisitos Generales de Diseño y Construcción Sismo-Resistente)**
NSR-10 C	**Código Sísmico Colombiano - Concreto Estructural (Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente, Título C - Concreto Estructural**

h : Altura de Piso
Δd : Deriva Relativa Promedio del Piso ($\Delta d = d_i - d_{i-1}$)
ΣN_d : Cargas Axiales Totales de Diseño en Combinación Crítica
Cmb : Valor máximo de Q en Combinación Crítica
ΣV_f : Fuerzas Cortantes Totales de Diseño en Combinación Crítica
ΣN_k : Suma de las Cargas de Pandeo de Todas las Columnas del Piso
β_s : Factor de Amplificación del Momento del Piso
Q : Coeficiente de Verificación de Rotación de Piso $Q=(d\Delta)(\Sigma N_d / h) / (V_f)$

Dir: 1 - VERIFICACIÓN DE ROTACIÓN DE PISO

Piso	h (m)	Δd (mm)	ΣN_d (kN)	ΣV_f (kN)	Comb	ΣN_k (kN)	β_s	Q
1	0.6	0.002	8.44	1.00	11	1.000	2.899E-05≤ 0.05	Sin Rotación

Dir: 2 - VERIFICACIÓN DE ROTACIÓN DE PISO

Piso	h (m)	Δd (mm)	ΣN_d (kN)	ΣV_f (kN)	Comb	ΣN_k (kN)	β_s	Q
1	0.6	0.003	8.44	1.00	19	1.000	4.600E-05≤ 0.05	Sin Rotación

CÁLCULO DEL FACTOR DE AMPLIFICACIÓN DEL MOMENTO

L_x, L_y : Borrar longitudes de columna a lo largo de las direcciones X e Y
N_d : Diseño de Carga Axial de Columna
N_{gd} : Carga Axial de Diseño de la Columna a partir de las Cargas Muertas (Permanentes)
R_m : Coeficiente de Fluencia (N_{gd} / N_d)
$G_{Inferior}$, $G_{Superior}$: Factores de Prevención de la Rotación del Extremo de la Columna
k : Coeficiente de Longitud Efectiva de Columna (// = Rotación-permitida)
C_m : Coeficiente de Momento para Pandeo
N_{cr} : Carga de Pandeo de la Columna
L_k : Longitud Efectiva de la Columna (Pandeo)
i : Radio de Giro
β : Factores de Amplificación de Momento

Elem.	Piso	b / h (cm)	Lx / Ly (cm)	Nd / Rm (kN)	$G_{Inferior}$	$G_{Superior}$	k	C_m	N_{cr} (kN)	β	L_k / i
1C1	1 X	20.00	30.00	0.69	1.000E+00	1.000E+01	0.90 X	-	74504.62	1.000	5 ≤ 36
	Y	20.00	60.00	1.0/1.0	1.000E+00	1.000E+01	0.90 X	-	18626.16	1.000	9 ≤ 34
1C2	1 X	20.00	30.00	0.69	1.000E+00	1.000E+01	0.90 X	-	74504.62	1.000	5 ≤ 34
	Y	20.00	60.00	1.0/1.0	1.000E+00	1.000E+01	0.90 X	-	18626.16	1.000	9 ≤ 34
1C3	1 X	20.00	30.00	0.69	1.000E+00	1.000E+01	0.90 X	-	74504.62	1.000	5 ≤ 34
	Y	20.00	60.00	1.0/1.0	1.000E+00	1.000E+01	0.90 X	-	18626.16	1.000	9 ≤ 34
1C4	1 X	20.00	35.00	0.69	1.000E+00	1.000E+01	0.90 X	-	54738.09	1.000	5 ≤ 34
	Y	20.00	60.00	1.0/1.0	1.000E+00	1.000E+01	0.90 X	-	18626.16	1.000	9 ≤ 34
1C5	1 X	20.00	35.00	0.69	1.000E+00	1.000E+01	0.90 X	-	54738.09	1.000	5 ≤ 34
	Y	20.00	60.00	1.0/1.0	1.000E+00	1.000E+01	0.90 X	-	18626.16	1.000	9 ≤ 34
1C6	1 X	20.00	35.00	0.69	1.000E+00	1.000E+01	0.90 X	-	54738.09	1.000	5 ≤ 34
	Y	20.00	60.00	1.0/1.0	1.000E+00	1.000E+01	0.90 X	-	18626.16	1.000	9 ≤ 34

1C7	1 X	20.00	35.00	0.69	1.000E+00	1.000E+01	0.90 X	-	54738.09	1.000	5 ≤ 34
	Y	20.00	60.00	1.0/1.0	1.000E+00	1.000E+01	0.90 X	-	18626.16	1.000	9 ≤ 34
1C8	1 X	20.00	35.00	0.69	1.000E+00	1.000E+01	0.90 X	-	54738.09	1.000	5 ≤ 34
	Y	20.00	60.00	1.0/1.0	1.000E+00	1.000E+01	0.90 X	-	18626.16	1.000	9 ≤ 34
1C9	1 X	20.00	35.00	0.69	1.000E+00	1.000E+01	0.90 X	-	54738.09	1.000	5 ≤ 34
	Y	20.00	60.00	1.0/1.0	1.000E+00	1.000E+01	0.90 X	-	18626.16	1.000	9 ≤ 34
1C10	1 X	20.00	35.00	0.69	1.000E+00	1.000E+01	0.90 X	-	54738.09	1.000	5 ≤ 34
	Y	20.00	60.00	1.0/1.0	1.000E+00	1.000E+01	0.90 X	-	18626.16	1.000	9 ≤ 34
1C11	1 X	20.00	35.00	0.69	1.000E+00	1.000E+01	0.90 X	-	54738.09	1.000	5 ≤ 34
	Y	20.00	60.00	1.0/1.0	1.000E+00	1.000E+01	0.90 X	-	18626.16	1.000	9 ≤ 34
1C12	1 X	20.00	35.00	0.69	1.000E+00	1.000E+01	0.90 X	-	54738.09	1.000	5 ≤ 37
	Y	20.00	60.00	1.0/1.0	1.000E+00	1.000E+01	0.90 X	-	18626.16	1.000	9 ≤ 34

Reporte de Comparación de Carga Axial

CARGAS TOTALES (Basado en Cargas de Losas):

G - Cargas Muertas:

Piso	Columna	Muro	Viga	Losa	Losa Nervada	Total (kN)
1 (+0.60 m)	6.91	0.00	0.00	0.00	0.00	6.91
Total						**6.91**

Q - Cargas Vivas:

Piso	Columna	Muro	Viga	Losa	Losa Nervada	Total (kN)
1 (+0.60 m)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Total						**0.00**

CARGAS TOTALES (Descompuesto a Vigas):

G - Cargas Muertas:

Piso	Columna	Muro	Viga	Losa	Losa Nervada	Total (kN)
1 (+0.60 m)	6.91	0.00	0.00	0.00	0.00	6.91
Total						**6.91**

Q - Cargas Vivas:

Piso	Columna	Muro	Viga	Losa	Losa Nervada	Total (kN)
1 (+0.60 m)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Total						**0.00**

CARGAS AXIALES DE COLUMNA Y MURO DEL ANÁLISIS DEL EDIFICIO:

Piso	G (kN)	Delta G (kN)	Q (kN)	Delta Q (kN)
1 (+0.60 m)	6.91	6.91	0.00	0.00
Total		**6.91**		**0.00**

Reacciones Totales de Base: G = 6.91 kN Q = 0 kN

Diseño de Refuerzo de Viga de Cimentación

NSR-10 C — **Código Sísmico Colombiano - Concreto Estructural (Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente, Título C - Concreto Estructural**

NSR-10 A — **Código Sísmico Colombiano - Requisitos Generales para el Diseño y Construcción de Estructuras Sismo-Resistentes (Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente, Título A - Requisitos Generales de Diseño y Construcción Sismo-Resistente)**

Notación Detalles

Notación	Definiciones
f_c'	Resistencia a la Compresión (Cilindro) del Concreto
f_y	Resistencia por Fluencia del refuerzo longitudinal
f_{yt}	Resistencia por Fluencia del refuerzo transversal
E_s	Módulo de elasticidad del refuerzo
b_w	Ancho del ALma
h	Profundidad
d	Profundidad Efectiva
$c_{c\text{-compresión}}$	Recubrimiento libre de refuerzo de compresión
$c_{c\text{-tensión}}$	Recubrimiento Libre de refuerzo de tensión
$c_{c\text{-Lado}}$	Recubrimiento Libre del Refuerzo Lateral
$c_{compresión}$	Recubrimiento de refuerzo de compresión
$c_{tensión}$	Recubrimiento de refuerzo de tensión

Eje : B

Combinación de Carga

Combinations	Combinations
1.2Dc + Lc + 0.3Ez + Ex+ + 0.3Ey-	1.2Dc + Lc - 0.3Ez + Ex+ + 0.3Ey-
1.2Dc + Lc + 0.3Ez - Ex+ - 0.3Ey-	1.2Dc + Lc - 0.3Ez - Ex+ - 0.3Ey-
1.2Dc + Lc + 0.3Ez + Ex- + 0.3Ey+	1.2Dc + Lc - 0.3Ez + Ex- + 0.3Ey+
1.2Dc + Lc + 0.3Ez - Ex- - 0.3Ey+	1.2Dc + Lc - 0.3Ez - Ex- - 0.3Ey+
1.2Dc + Lc + 0.3Ez + 0.3Ex- + Ey+	1.2Dc + Lc - 0.3Ez + 0.3Ex- + Ey+
1.2Dc + Lc + 0.3Ez - 0.3Ex- - Ey+	1.2Dc + Lc - 0.3Ez - 0.3Ex- - Ey+
1.2Dc + Lc + 0.3Ez + 0.3Ex+ + Ey-	1.2Dc + Lc - 0.3Ez + 0.3Ex+ + Ey-
1.2Dc + Lc + 0.3Ez - 0.3Ex+ - Ey-	1.2Dc + Lc - 0.3Ez - 0.3Ex+ - Ey-
0.9Dc + 0.3Ez + Ex+ + 0.3Ey-	0.9Dc - 0.3Ez + Ex+ + 0.3Ey-
0.9Dc + 0.3Ez - Ex+ - 0.3Ey-	0.9Dc - 0.3Ez - Ex+ - 0.3Ey-
0.9Dc + 0.3Ez + Ex- + 0.3Ey+	0.9Dc - 0.3Ez + Ex- + 0.3Ey+
0.9Dc + 0.3Ez - Ex- - 0.3Ey+	0.9Dc - 0.3Ez - Ex- - 0.3Ey+
0.9Dc + 0.3Ez + 0.3Ex- + Ey+	0.9Dc - 0.3Ez + 0.3Ex- + Ey+
0.9Dc + 0.3Ez - 0.3Ex- - Ey+	0.9Dc - 0.3Ez - 0.3Ex- - Ey+
0.9Dc + 0.3Ez + 0.3Ex+ + Ey-	0.9Dc - 0.3Ez + 0.3Ex+ + Ey-
0.9Dc + 0.3Ez - 0.3Ex+ - Ey-	0.9Dc - 0.3Ez - 0.3Ex+ - Ey-

Cargas de viga

FB1

Etiqueta	Descripción	Tipo de Carga	Caso de Carga	Dirección	Magnitud (kN/m)
Peso Propio	Peso Propio	Carga Lineal	D	Gravedad	1.080

FB2

Etiqueta	Descripción	Tipo de Carga	Caso de Carga	Dirección	Magnitud (kN/m)
Peso Propio	Peso Propio	Carga Lineal	D	Gravedad	1.080

FB3

Etiqueta	Descripción	Tipo de Carga	Caso de Carga	Dirección	Magnitud (kN/m)
Peso Propio	Peso Propio	Carga Lineal	D	Gravedad	1.080

FB4

Etiqueta	Descripción	Tipo de Carga	Caso de Carga	Dirección	Magnitud (kN/m)
Peso Propio	Peso Propio	Carga Lineal	D	Gravedad	1.080

FB5

Etiqueta	Descripción	Tipo de Carga	Caso de Carga	Dirección	Magnitud (kN/m)
Peso Propio	Peso Propio	Carga Lineal	D	Gravedad	1.080

FB6

Etiqueta	Descripción	Tipo de Carga	Caso de Carga	Dirección	Magnitud (kN/m)
Peso Propio	Peso Propio	Carga Lineal	D	Gravedad	1.080

FB7

Etiqueta	Descripción	Tipo de Carga	Caso de Carga	Dirección	Magnitud (kN/m)

Peso Propio	Peso Propio	Carga Lineal	D	Gravedad	1.080

FB8

Etiqueta	Descripción	Tipo de Carga	Caso de Carga	Dirección	Magnitud (kN/m)
Peso Propio	Peso Propio	Carga Lineal	D	Gravedad	1.080

Parámetros de Diseño

Etiqueta de Viga	f_c' (N/mm²)	$f_{c'85}$ (N/mm²)	f_y (N/mm²)	f_{yt} (N/mm²)
FB1	28.00	23.80	420.00	600.00
FB2	28.00	23.80	420.00	600.00
FB3	28.00	23.80	420.00	600.00
FB4	28.00	23.80	420.00	600.00
FB5	28.00	23.80	420.00	600.00
FB6	28.00	23.80	420.00	600.00
FB7	28.00	23.80	420.00	600.00
FB8	28.00	23.80	420.00	600.00

Viga : FB1

Verificación de Deflexión

Condición de Soporte — Volaizo

Factor de reducción — f_y = 420.00-->1.00 (NSR-10 C - 9.3.1.1.1)

$h_{min} = f_r (L / 8) = 37.48$ cm (NSR-10 C - 9.3.1.1)

$h < h_{min}$ X

Chequeos Sísmicos

Moment Seismic Checks (FB1)

Moments Values Obtained From Analysis

Descripción	Izquierda (kN.m) M_L	Durar (kN.m) M_S	Derecha (kN.m) M_R
Momento Negativo (-)	0.0	0.0	0.0
Momento Positivo (+)	0.0	0.0	0.0

Tipo de sistema — SMF - **NSR C.21.5.2.2**

Moment Check at Left Support — $M_{L(+)} = Max [M_{L(+)} , M_{L(-)} / 2] = Max [0.0 , 0.0 / 2] = 0.0$ √

Moment Check at Right Support — $M_{R(+)} = Max [M_{R(+)} , M_{R(-)} / 2] = Max [0.0 , 0.0 / 2] = 0.0$ √

Maximum Moment at Ends — $M_{max, ends} = 0.0$ (kN.m)

Maximum Moment Check at Span — $M_{S(+)} = Max [M_{S(+)} , M_{max, ends} / 4] = Max [0.0 , 0.0 / 4] = 0.0$

Maximum Moment Check at Span — $M_{S(-)} = Max [M_{S(-)} , M_{max, ends} / 4] = Max [0.0 , 0.0 / 4] = 0.0$

Moments Results Modified For Seismic

Descripción	Izquierda (kN.m)	Durar (kN.m)	Derecha (kN.m)

	M_L	M_S	M_R
Capacidad de momento negativo (-)	0.0	0.0	0.0
Capacidad de Momento Positivo (+)	0.0	0.0	0.0

Cálculo de la capacidad a corte para diseño (FB1)

Descripción	Izquierda (kN.m) M_{prL}	Derecha (kN.m) M_{prR}
Capacidad aMomento Probable Negativo (-)	23.0	23.5
Capacidad aMomento Probable Positivo (+)	23.0	39.8

Luz libre	l_n = 2.9980 m
Fuerza cortante de capacidad para el extremo izquierdo	($M_{prL(+)}$ + $M_{prR(-)}$) / l_n = 20.95 kN
Fuerza cortante de capacidad para el extremo derecho	($M_{prL(-)}$ + $M_{prR(+)}$) / l_n = 15.52 kN
Fuerza cortante máxima de combinaciones de carga vertical Extremo izquierdo	1.94 kN
Fuerza cortante máxima de las combinaciones de carga vertical Extremo derecho	1.94 kN
Fuerza cortante de diseño Extremo izquierdo	20.95 + 1.94 = 22.89 kN
Fuerza cortante de diseño Extremo derecho	15.52 + 1.94 = 17.46 kN

Resistencia al corte proporcionada por el concreto

Maximum Shear At The Ends From the Analysis	V_u = Max(0.00,0.00) = 0.00 kN
Maximum Shear At The Ends From Capacity Design	V_e = Max(22.89,17.46) = 22.89 kN
Fuerza de Diseño Axial	N_u = 0.00 kN
Área de sección transversal bruta	A_g = 0.0450 m^2
	A_g = ($V_e \geq 0.5\ V_u$ and $N_u < f_c' * A_g / 20$) ✓ → V_c = 0.0

Viga : FB2

Verificación de Deflexión

Condición de Soporte	Volaizo
Factor de reducción	f_y = 420.00-->1.00 (NSR-10 C - 9.3.1.1.1)
	h_{min} = f_r (L / 8) = 37.50 cm (NSR-10 C - 9.3.1.1)
	h < h_{min}

Chequeos Sísmicos

Moment Seismic Checks (FB2)

Moments Values Obtained From Analysis

Descripción	Izquierda (kN.m) M_L	Durar (kN.m) M_S	Derecha (kN.m) M_R
Momento Negativo (-)	0.0	0.0	0.0
Momento Positivo (+)	0.0	0.0	0.0

Tipo de sistema	SMF - **NSR C.21.5.2.2**
Moment Check at Left Support	$M_{L(+)}$ = Max [$M_{L(+)}$, $M_{L(-)}$ / 2] = Max [0.0 , 0.0 / 2] = 0.0 ✓
Moment Check at Right Support	$M_{R(+)}$ = Max [$M_{R(+)}$, $M_{R(-)}$ / 2] = Max [0.0 , 0.0 / 2] = 0.0 ✓
Maximum Moment at Ends	$M_{max,\ ends}$ = 0.0 (kN.m)

Maximum Moment Check at Span	$M_{S(+)} = Max [M_{S(+)} , M_{max, ends} / 4] = Max [0.0 , 0.0 / 4] = 0.0$
Maximum Moment Check at Span	$M_{S(-)} = Max [M_{S(-)} , M_{max, ends} / 4] = Max [0.0 , 0.0 / 4] = 0.0$

Moments Results Modified For Seismic

Descripción	Izquierda (kN.m) M_L	Durar (kN.m) M_S	Derecha (kN.m) M_R
Capacidad de momento negativo (-)	0.0	0.0	0.0
Capacidad de Momento Positivo (+)	0.0	0.0	0.0

Cálculo de la capacidad a corte para diseño (FB2)

Descripción	Izquierda (kN.m) M_{prL}	Derecha (kN.m) M_{prR}
Capacidad aMomento Probable Negativo (-)	23.5	23.5
Capacidad aMomento Probable Positivo (+)	39.8	39.8

Luz libre	$l_n = 3.0000$ m
Fuerza cortante de capacidad para el extremo izquierdo	$(M_{prL(+)} + M_{prR(-)}) / l_n = 21.10$ kN
Fuerza cortante de capacidad para el extremo derecho	$(M_{prL(-)} + M_{prR(+)}) / l_n = 21.10$ kN
Fuerza cortante máxima de combinaciones de carga vertical Extremo izquierdo	1.94 kN
Fuerza cortante máxima de las combinaciones de carga vertical Extremo derecho	1.94 kN
Fuerza cortante de diseño Extremo izquierdo	21.10 + 1.94 = 23.05 kN
Fuerza cortante de diseño Extremo derecho	21.10 + 1.94 = 23.05 kN

Resistencia al corte proporcionada por el concreto

Maximum Shear At The Ends From the Analysis	$V_u = Max(0.00,0.00) = 0.00$ kN
Maximum Shear At The Ends From Capacity Design	$V_e = Max(23.05,23.05) = 23.05$ kN
Fuerza de Diseño Axial	$N_u = 0.00$ kN
Área de sección transversal bruta	$A_g = 0.0450$ m^2
	$A_g = (V_e \geq 0.5 V_u$ and $N_u < f_c' * A_g / 20)$ ✓ → $V_c = 0.0$

Viga : FB3

Verificación de Deflexión

Condición de Soporte	Volaizo
Factor de reducción	f_y = 420.00-->1.00 (NSR-10 C - 9.3.1.1.1)
	$h_{min} = f_r (L / 8) = 37.50$ cm (NSR-10 C - 9.3.1.1)
	$h < h_{min}$

Chequeos Sísmicos

Moment Seismic Checks (FB3)

Moments Values Obtained From Analysis

Descripción	Izquierda (kN.m) M_L	Durar (kN.m) M_S	Derecha (kN.m) M_R
Momento Negativo (-)	0.0	0.0	0.0
Momento Positivo (+)	0.0	0.0	0.0

Tipo de sistema	SMF - **NSR C.21.5.2.2**
Moment Check at Left Support	$M_{L(+)}$ = Max [$M_{L(+)}$, $M_{L(-)}$ / 2] = Max [0.0 , 0.0 / 2] = 0.0 ✓
Moment Check at Right Support	$M_{R(+)}$ = Max [$M_{R(+)}$, $M_{R(-)}$ / 2] = Max [0.0 , 0.0 / 2] = 0.0 ✓
Maximum Moment at Ends	$M_{max, ends}$ = 0.0 (kN.m)
Maximum Moment Check at Span	$M_{S(+)}$ = Max [$M_{S(+)}$, $M_{max, ends}$ / 4] = Max [0.0 , 0.0 / 4] = 0.0
Maximum Moment Check at Span	$M_{S(-)}$ = Max [$M_{S(-)}$, $M_{max, ends}$ / 4] = Max [0.0 , 0.0 / 4] = 0.0

Moments Results Modified For Seismic

Descripción	Izquierda (kN.m) M_L	Durar (kN.m) M_S	Derecha (kN.m) M_R
Capacidad de momento negativo (-)	0.0	0.0	0.0
Capacidad de Momento Positivo (+)	0.0	0.0	0.0

Cálculo de la capacidad a corte para diseño (FB3)

Descripción	Izquierda (kN.m) M_{prL}	Derecha (kN.m) M_{prR}
Capacidad aMomento Probable Negativo (-)	23.5	23.5
Capacidad aMomento Probable Positivo (+)	39.8	39.8

Luz libre	l_n = 3.0000 m
Fuerza cortante de capacidad para el extremo izquierdo	($M_{prL(+)}$ + $M_{prR(-)}$) / l_n = 21.10 kN
Fuerza cortante de capacidad para el extremo derecho	($M_{prL(-)}$ + $M_{prR(+)}$) / l_n = 21.10 kN
Fuerza cortante máxima de combinaciones de carga vertical Extremo izquierdo	1.94 kN
Fuerza cortante máxima de las combinaciones de carga vertical Extremo derecho	1.94 kN
Fuerza cortante de diseño Extremo izquierdo	21.10 + 1.94 = 23.05 kN
Fuerza cortante de diseño Extremo derecho	21.10 + 1.94 = 23.05 kN

Resistencia al corte proporcionada por el concreto

Maximum Shear At The Ends From the Analysis	V_u = Max(0.00,0.00) = 0.00 kN
Maximum Shear At The Ends From Capacity Design	V_e = Max(23.05,23.05) = 23.05 kN
Fuerza de Diseño Axial	N_u = 0.00 kN
Área de sección transversal bruta	A_g = 0.0450 m^2
	A_g = ($V_e \geq 0.5\ V_u$ and $N_u < f_c' * A_g / 20$) ✓ → V_c = 0.0

Viga : FB4

Verificación de Deflexión

Condición de Soporte	Volaizo
Factor de reducción	f_y = 420.00-->1.00 (NSR-10 C - 9.3.1.1.1)
	h_{min} = f_r (L / 8) = 37.50 cm (NSR-10 C - 9.3.1.1)
	h < h_{min}

Chequeos Sísmicos

Moment Seismic Checks (FB4)

Moments Values Obtained From Analysis

Descripción	Izquierda (kN.m) M_L	Durar (kN.m) M_S	Derecha (kN.m) M_R
Momento Negativo (-)	0.0	0.0	0.0
Momento Positivo (+)	0.0	0.0	0.0

Tipo de sistema	SMF - **NSR C.21.5.2.2**
Moment Check at Left Support	$M_{L(+)} = Max [M_{L(+)} , M_{L(-)} / 2] = Max [0.0 , 0.0 / 2] = 0.0$ ✓
Moment Check at Right Support	$M_{R(+)} = Max [M_{R(+)} , M_{R(-)} / 2] = Max [0.0 , 0.0 / 2] = 0.0$ ✓
Maximum Moment at Ends	$M_{max, ends} = 0.0$ (kN.m)
Maximum Moment Check at Span	$M_{S(+)} = Max [M_{S(+)} , M_{max, ends} / 4] = Max [0.0 , 0.0 / 4] = 0.0$
Maximum Moment Check at Span	$M_{S(-)} = Max [M_{S(-)} , M_{max, ends} / 4] = Max [0.0 , 0.0 / 4] = 0.0$

Moments Results Modified For Seismic

Descripción	Izquierda (kN.m) M_L	Durar (kN.m) M_S	Derecha (kN.m) M_R
Capacidad de momento negativo (-)	0.0	0.0	0.0
Capacidad de Momento Positivo (+)	0.0	0.0	0.0

Cálculo de la capacidad a corte para diseño (FB4)

Descripción	Izquierda (kN.m) M_{prL}	Derecha (kN.m) M_{prR}
Capacidad aMomento Probable Negativo (-)	23.5	23.5
Capacidad aMomento Probable Positivo (+)	39.8	39.8

Luz libre	$l_n = 3.0000$ m
Fuerza cortante de capacidad para el extremo izquierdo	$(M_{prL(+)} + M_{prR(-)}) / l_n = 21.10$ kN
Fuerza cortante de capacidad para el extremo derecho	$(M_{prL(-)} + M_{prR(+)}) / l_n = 21.10$ kN
Fuerza cortante máxima de combinaciones de carga vertical Extremo izquierdo	1.94 kN
Fuerza cortante máxima de las combinaciones de carga vertical Extremo derecho	1.94 kN
Fuerza cortante de diseño Extremo izquierdo	21.10 + 1.94 = 23.05 kN
Fuerza cortante de diseño Extremo derecho	21.10 + 1.94 = 23.05 kN

Resistencia al corte proporcionada por el concreto

Maximum Shear At The Ends From the Analysis	$V_u = Max(0.00,0.00) = 0.00$ kN
Maximum Shear At The Ends From Capacity Design	$V_e = Max(23.05,23.05) = 23.05$ kN
Fuerza de Diseño Axial	$N_u = 0.00$ kN
Área de sección transversal bruta	$A_g = 0.0450$ m^2
	$A_g = (V_e \geq 0.5 V_u$ and $N_u < f_c' * A_g / 20)$ ✓ → $V_c = 0.0$

Viga : FB5

Verificación de Deflexión

Condición de Soporte	Volaizo
Factor de reducción	f_y = 420.00-->1.00 (NSR-10 C - 9.3.1.1.1)

h_{min} = f_r (L / 8) = 37.50 cm (NSR-10 C - 9.3.1.1)
h < h_{min}

Chequeos Sísmicos

Moment Seismic Checks (FB5)

Moments Values Obtained From Analysis

Descripción	Izquierda (kN.m) M_L	Durar (kN.m) M_S	Derecha (kN.m) M_R
Momento Negativo (-)	0.0	0.0	0.0
Momento Positivo (+)	0.0	0.0	0.0

Tipo de sistema	SMF - **NSR C.21.5.2.2**
Moment Check at Left Support	$M_{L(+)}$ = Max [$M_{L(+)}$, $M_{L(-)}$ / 2] = Max [0.0 , 0.0 / 2] = 0.0 ✓
Moment Check at Right Support	$M_{R(+)}$ = Max [$M_{R(+)}$, $M_{R(-)}$ / 2] = Max [0.0 , 0.0 / 2] = 0.0 ✓
Maximum Moment at Ends	$M_{max, ends}$ = 0.0 (kN.m)
Maximum Moment Check at Span	$M_{S(+)}$ = Max [$M_{S(+)}$, $M_{max, ends}$ / 4] = Max [0.0 , 0.0 / 4] = 0.0
Maximum Moment Check at Span	$M_{S(-)}$ = Max [$M_{S(-)}$, $M_{max, ends}$ / 4] = Max [0.0 , 0.0 / 4] = 0.0

Moments Results Modified For Seismic

Descripción	Izquierda (kN.m) M_L	Durar (kN.m) M_S	Derecha (kN.m) M_R
Capacidad de momento negativo (-)	0.0	0.0	0.0
Capacidad de Momento Positivo (+)	0.0	0.0	0.0

Cálculo de la capacidad a corte para diseño (FB5)

Descripción	Izquierda (kN.m) M_{prL}	Derecha (kN.m) M_{prR}
Capacidad aMomento Probable Negativo (-)	23.5	23.5
Capacidad aMomento Probable Positivo (+)	39.8	39.8

Luz libre	l_n = 3.0000 m
Fuerza cortante de capacidad para el extremo izquierdo	($M_{prL(+)}$ + $M_{prR(-)}$) / l_n = 21.10 kN
Fuerza cortante de capacidad para el extremo derecho	($M_{prL(-)}$ + $M_{prR(+)}$) / l_n = 21.10 kN
Fuerza cortante máxima de combinaciones de carga vertical Extremo izquierdo	1.94 kN
Fuerza cortante máxima de las combinaciones de carga vertical Extremo derecho	1.94 kN
Fuerza cortante de diseño Extremo izquierdo	21.10 + 1.94 = 23.05 kN
Fuerza cortante de diseño Extremo derecho	21.10 + 1.94 = 23.05 kN

Resistencia al corte proporcionada por el concreto

Maximum Shear At The Ends From the Analysis	V_u = Max(0.00,0.00) = 0.00 kN
Maximum Shear At The Ends From Capacity Design	V_e = Max(23.05,23.05) = 23.05 kN
Fuerza de Diseño Axial	N_u = 0.00 kN
Área de sección transversal bruta	A_g = 0.0450 m^2
	A_g = ($V_e \geq 0.5\ V_u$ and $N_u < f_c' * A_g / 20$) ✓ → V_c = 0.0

Viga : FB6

Verificación de Deflexión

Condición de Soporte	Volaizo
Factor de reducción	f_y = 420.00-->1.00 (NSR-10 C - 9.3.1.1.1)
	h_{min} = f_r (L / 8) = 37.50 cm (NSR-10 C - 9.3.1.1)
	h < h_{min} X

Chequeos Sísmicos

Moment Seismic Checks (FB6)

Moments Values Obtained From Analysis

Descripción	Izquierda (kN.m) M_L	Durar (kN.m) M_S	Derecha (kN.m) M_R
Momento Negativo (-)	0.0	0.0	0.0
Momento Positivo (+)	0.0	0.0	0.0

Tipo de sistema	SMF - **NSR C.21.5.2.2**
Moment Check at Left Support	$M_{L(+)}$ = Max [$M_{L(+)}$, $M_{L(-)}$ / 2] = Max [0.0 , 0.0 / 2] = 0.0 √
Moment Check at Right Support	$M_{R(+)}$ = Max [$M_{R(+)}$, $M_{R(-)}$ / 2] = Max [0.0 , 0.0 / 2] = 0.0 √
Maximum Moment at Ends	$M_{max, ends}$ = 0.0 (kN.m)
Maximum Moment Check at Span	$M_{S(+)}$ = Max [$M_{S(+)}$, $M_{max, ends}$ / 4] = Max [0.0 , 0.0 / 4] = 0.0
Maximum Moment Check at Span	$M_{S(-)}$ = Max [$M_{S(-)}$, $M_{max, ends}$ / 4] = Max [0.0 , 0.0 / 4] = 0.0

Moments Results Modified For Seismic

Descripción	Izquierda (kN.m) M_L	Durar (kN.m) M_S	Derecha (kN.m) M_R
Capacidad de momento negativo (-)	0.0	0.0	0.0
Capacidad de Momento Positivo (+)	0.0	0.0	0.0

Cálculo de la capacidad a corte para diseño (FB6)

Descripción	Izquierda (kN.m) M_{prL}	Derecha (kN.m) M_{prR}
Capacidad aMomento Probable Negativo (-)	23.5	23.5
Capacidad aMomento Probable Positivo (+)	39.8	39.8

Luz libre	l_n = 3.0000 m
Fuerza cortante de capacidad para el extremo izquierdo	($M_{prL(+)}$ + $M_{prR(-)}$) / l_n = 21.10 kN
Fuerza cortante de capacidad para el extremo derecho	($M_{prL(-)}$ + $M_{prR(+)}$) / l_n = 21.10 kN
Fuerza cortante máxima de combinaciones de carga vertical Extremo izquierdo	1.94 kN
Fuerza cortante máxima de las combinaciones de carga vertical Extremo derecho	1.94 kN
Fuerza cortante de diseño Extremo izquierdo	21.10 + 1.94 = 23.05 kN
Fuerza cortante de diseño Extremo derecho	21.10 + 1.94 = 23.05 kN

Resistencia al corte proporcionada por el concreto

Maximum Shear At The Ends From the Analysis	V_u = Max(0.00,0.00) = 0.00 kN
Maximum Shear At The Ends From Capacity Design	V_e = Max(23.05,23.05) = 23.05 kN
Fuerza de Diseño Axial	N_u = 0.00 kN
Área de sección transversal bruta	A_g = 0.0450 m^2
	A_g = ($V_e \geq 0.5\ V_u$ and $N_u < f_c' * A_g / 20$) ✓ → V_c = 0.0

Viga : FB7

Verificación de Deflexión

Condición de Soporte	Volaizo
Factor de reducción	f_y = 420.00-->1.00 (NSR-10 C - 9.3.1.1.1)
	$h_{min} = f_r (L / 8)$ = 37.50 cm (NSR-10 C - 9.3.1.1)
	h < h_{min} X

Chequeos Sísmicos

Moment Seismic Checks (FB7)

Moments Values Obtained From Analysis

Descripción	Izquierda (kN.m) M_L	Durar (kN.m) M_S	Derecha (kN.m) M_R
Momento Negativo (-)	0.0	0.0	0.0
Momento Positivo (+)	0.0	0.0	0.0

Tipo de sistema	SMF - **NSR C.21.5.2.2**
Moment Check at Left Support	$M_{L(+)}$ = Max [$M_{L(+)}$, $M_{L(-)}$ / 2] = Max [0.0 , 0.0 / 2] = 0.0 ✓
Moment Check at Right Support	$M_{R(+)}$ = Max [$M_{R(+)}$, $M_{R(-)}$ / 2] = Max [0.0 , 0.0 / 2] = 0.0 ✓
Maximum Moment at Ends	$M_{max, ends}$ = 0.0 (kN.m)
Maximum Moment Check at Span	$M_{S(+)}$ = Max [$M_{S(+)}$, $M_{max, ends}$ / 4] = Max [0.0 , 0.0 / 4] = 0.0
Maximum Moment Check at Span	$M_{S(-)}$ = Max [$M_{S(-)}$, $M_{max, ends}$ / 4] = Max [0.0 , 0.0 / 4] = 0.0

Moments Results Modified For Seismic

Descripción	Izquierda (kN.m) M_L	Durar (kN.m) M_S	Derecha (kN.m) M_R
Capacidad de momento negativo (-)	0.0	0.0	0.0
Capacidad de Momento Positivo (+)	0.0	0.0	0.0

Cálculo de la capacidad a corte para diseño (FB7)

Descripción	Izquierda (kN.m) M_{prL}	Derecha (kN.m) M_{prR}
Capacidad aMomento Probable Negativo (-)	23.5	23.5
Capacidad aMomento Probable Positivo (+)	39.8	39.8

Luz libre	l_n = 3.0000 m
Fuerza cortante de capacidad para el extremo izquierdo	($M_{prL(+)} + M_{prR(-)}$) / l_n = 21.10 kN
Fuerza cortante de capacidad para el extremo derecho	($M_{prL(-)} + M_{prR(+)}$) / l_n = 21.10 kN

Fuerza cortante máxima de combinaciones de carga vertical Extremo izquierdo	1.94 kN
Fuerza cortante máxima de las combinaciones de carga vertical Extremo derecho	1.94 kN
Fuerza cortante de diseño Extremo izquierdo	21.10 + 1.94 = 23.05 kN
Fuerza cortante de diseño Extremo derecho	21.10 + 1.94 = 23.05 kN

Resistencia al corte proporcionada por el concreto

Maximum Shear At The Ends From the Analysis	V_u = Max(0.00,0.00) = 0.00 kN
Maximum Shear At The Ends From Capacity Design	V_e = Max(23.05,23.05) = 23.05 kN
Fuerza de Diseño Axial	N_u = 0.00 kN
Área de sección transversal bruta	A_g = 0.0450 m^2
	A_g = ($V_e \geq 0.5\ V_u$ and $N_u < f_c' * A_g / 20$) ✓ → V_c = 0.0

Viga : FB8

Verificación de Deflexión

Condición de Soporte	Volaizo
Factor de reducción	f_y = 420.00-->1.00 (NSR-10 C - 9.3.1.1.1)
	h_{min} = f_r (L / 8) = 22.93 cm (NSR-10 C - 9.3.1.1)
	h ≥ h_{min} ✓

Chequeos Sísmicos

Moment Seismic Checks (FB8)

Moments Values Obtained From Analysis

Descripción	Izquierda (kN.m) M_L	Durar (kN.m) M_S	Derecha (kN.m) M_R
Momento Negativo (-)	0.0	0.0	0.0
Momento Positivo (+)	0.0	0.0	0.0

Tipo de sistema	SMF - **NSR C.21.5.2.2**
Moment Check at Left Support	$M_{L(+)}$ = Max [$M_{L(+)}$, $M_{L(-)}$ / 2] = Max [0.0 , 0.0 / 2] = 0.0 ✓
Moment Check at Right Support	$M_{R(+)}$ = Max [$M_{R(+)}$, $M_{R(-)}$ / 2] = Max [0.0 , 0.0 / 2] = 0.0 ✓
Maximum Moment at Ends	$M_{max,\ ends}$ = 0.0 (kN.m)
Maximum Moment Check at Span	$M_{S(+)}$ = Max [$M_{S(+)}$, $M_{max,\ ends}$ / 4] = Max [0.0 , 0.0 / 4] = 0.0
Maximum Moment Check at Span	$M_{S(-)}$ = Max [$M_{S(-)}$, $M_{max,\ ends}$ / 4] = Max [0.0 , 0.0 / 4] = 0.0

Moments Results Modified For Seismic

Descripción	Izquierda (kN.m) M_L	Durar (kN.m) M_S	Derecha (kN.m) M_R
Capacidad de momento negativo (-)	0.0	0.0	0.0
Capacidad de Momento Positivo (+)	0.0	0.0	0.0

Cálculo de la capacidad a corte para diseño (FB8)

Descripción	Izquierda (kN.m) M_{prL}	Derecha (kN.m) M_{prR}
Capacidad aMomento Probable Negativo (-)	23.5	23.0
Capacidad aMomento Probable Positivo (+)	39.8	23.0

Luz libre	l_n = 1.8342 m
Fuerza cortante de capacidad para el extremo izquierdo	($M_{prL(+)}$ + $M_{prR(-)}$) / l_n = 25.36 kN
Fuerza cortante de capacidad para el extremo derecho	($M_{prL(-)}$ + $M_{prR(+)}$) / l_n = 34.24 kN
Fuerza cortante máxima de combinaciones de carga vertical Extremo izquierdo	1.19 kN
Fuerza cortante máxima de las combinaciones de carga vertical Extremo derecho	1.19 kN
Fuerza cortante de diseño Extremo izquierdo	25.36 + 1.19 = 26.55 kN
Fuerza cortante de diseño Extremo derecho	34.24 + 1.19 = 35.42 kN

Resistencia al corte proporcionada por el concreto

Maximum Shear At The Ends From the Analysis	V_u = Max(0.00,0.00) = 0.00 kN
Maximum Shear At The Ends From Capacity Design	V_e = Max(26.55,35.42) = 35.42 kN
Fuerza de Diseño Axial	N_u = 0.00 kN
Área de sección transversal bruta	A_g = 0.0450 m^2
	A_g = ($V_e \geq 0.5\ V_u$ and $N_u < f_c' * A_g / 20$) ✓ → V_c = 0.0

Eje : A

Combinación de Carga

Combinations	Combinations
1.2Dc + Lc + 0.3Ez + Ex+ + 0.3Ey-	1.2Dc + Lc - 0.3Ez + Ex+ + 0.3Ey-
1.2Dc + Lc + 0.3Ez - Ex+ - 0.3Ey-	1.2Dc + Lc - 0.3Ez - Ex+ - 0.3Ey-
1.2Dc + Lc + 0.3Ez + Ex- + 0.3Ey+	1.2Dc + Lc - 0.3Ez + Ex- + 0.3Ey+
1.2Dc + Lc + 0.3Ez - Ex- - 0.3Ey+	1.2Dc + Lc - 0.3Ez - Ex- - 0.3Ey+
1.2Dc + Lc + 0.3Ez + 0.3Ex- + Ey+	1.2Dc + Lc - 0.3Ez + 0.3Ex- + Ey+
1.2Dc + Lc + 0.3Ez - 0.3Ex- - Ey+	1.2Dc + Lc - 0.3Ez - 0.3Ex- - Ey+
1.2Dc + Lc + 0.3Ez + 0.3Ex+ + Ey-	1.2Dc + Lc - 0.3Ez + 0.3Ex+ + Ey-
1.2Dc + Lc + 0.3Ez - 0.3Ex+ - Ey-	1.2Dc + Lc - 0.3Ez - 0.3Ex+ - Ey-
0.9Dc + 0.3Ez + Ex+ + 0.3Ey-	0.9Dc - 0.3Ez + Ex+ + 0.3Ey-
0.9Dc + 0.3Ez - Ex+ - 0.3Ey-	0.9Dc - 0.3Ez - Ex+ - 0.3Ey-
0.9Dc + 0.3Ez + Ex- + 0.3Ey+	0.9Dc - 0.3Ez + Ex- + 0.3Ey+
0.9Dc + 0.3Ez - Ex- - 0.3Ey+	0.9Dc - 0.3Ez - Ex- - 0.3Ey+
0.9Dc + 0.3Ez + 0.3Ex- + Ey+	0.9Dc - 0.3Ez + 0.3Ex- + Ey+
0.9Dc + 0.3Ez - 0.3Ex- - Ey+	0.9Dc - 0.3Ez - 0.3Ex- - Ey+
0.9Dc + 0.3Ez + 0.3Ex+ + Ey-	0.9Dc - 0.3Ez + 0.3Ex+ + Ey-
0.9Dc + 0.3Ez - 0.3Ex+ - Ey-	0.9Dc - 0.3Ez - 0.3Ex+ - Ey-

Cargas de viga

FB9

Etiqueta	Descripción	Tipo de Carga	Caso de Carga	Dirección	Magnitud (kN/m)
Peso Propio	Peso Propio	Carga Lineal	D	Gravedad	1.800

FB10

Etiqueta	Descripción	Tipo de Carga	Caso de Carga	Dirección	Magnitud (kN/m)
Peso Propio	Peso Propio	Carga Lineal	D	Gravedad	1.800

FB11

Etiqueta	Descripción	Tipo de Carga	Caso de Carga	Dirección	Magnitud (kN/m)
Peso Propio	Peso Propio	Carga Lineal	D	Gravedad	1.500

FB12

Etiqueta	Descripción	Tipo de Carga	Caso de Carga	Dirección	Magnitud (kN/m)
Peso Propio	Peso Propio	Carga Lineal	D	Gravedad	1.500

FB13

Etiqueta	Descripción	Tipo de Carga	Caso de Carga	Dirección	Magnitud (kN/m)
Peso Propio	Peso Propio	Carga Lineal	D	Gravedad	1.500

FB14

Etiqueta	Descripción	Tipo de Carga	Caso de Carga	Dirección	Magnitud (kN/m)
Peso Propio	Peso Propio	Carga Lineal	D	Gravedad	1.500

FB15

Etiqueta	Descripción	Tipo de Carga	Caso de Carga	Dirección	Magnitud (kN/m)
Peso Propio	Peso Propio	Carga Lineal	D	Gravedad	1.500

FB16

Etiqueta	Descripción	Tipo de Carga	Caso de Carga	Dirección	Magnitud (kN/m)
Peso Propio	Peso Propio	Carga Lineal	D	Gravedad	1.500

FB17

Etiqueta	Descripción	Tipo de Carga	Caso de Carga	Dirección	Magnitud (kN/m)
Peso Propio	Peso Propio	Carga Lineal	D	Gravedad	1.500

Parámetros de Diseño

Etiqueta de Viga	f_c' (N/mm²)	$f_{c'85}$ (N/mm²)	f_y (N/mm²)	f_{yt} (N/mm²)
FB9	28.00	23.80	420.00	600.00
FB10	28.00	23.80	420.00	600.00
FB11	28.00	23.80	420.00	600.00
FB12	28.00	23.80	420.00	600.00
FB13	28.00	23.80	420.00	600.00
FB14	28.00	23.80	420.00	600.00
FB15	28.00	23.80	420.00	600.00
FB16	28.00	23.80	420.00	600.00
FB17	28.00	23.80	420.00	600.00

Viga : FB9

Sección izquierda

Detalles de la sección rectangular (Sección superior)

b_w (cm)	h (cm)	d (cm)	$c_{c\text{-compresión}}$ (cm)	$c_{c\text{-tensión}}$ (cm)	$c_{c\text{-Lado}}$ (cm)	d' (cm)	$c_{tensión}$ (cm)
25.00	30.00	23.42	5.00	5.00	8.22	6.58	

Diseño de Flexión (Sección superior)

Momento Flector de Diseño — M_u = 0.0 kN.m (Momento Positivo)

Área requerida de refuerzo de tensión — **A_s = 0.00 cm² → M_u = 0.0 kN.m**

Detalles de la sección rectangular (Sección inferior)

b_w (cm)	h (cm)	d (cm)	$c_{c\text{-compresión}}$ (cm)	$c_{c\text{-tensión}}$ (cm)	$c_{c\text{-Lado}}$ (cm)	d' (cm)	$c_{tensión}$ (cm)
25.00	30.00	21.78	5.00	5.00	6.58	8.22	

Diseño de Flexión (Sección inferior)

Momento Flector de Diseño — M_u = 0.0 kN.m (Momento Positivo)

Área requerida de refuerzo de tensión	**A_s = 0.00 cm² → M_u = 0.0 kN.m**

Diseño de corte

Fuerza Cortante de Diseño	V_u = 29.92 kN
Fuerza Cortante Máxima Permitida	V_{cmax} = 0.42 λ √ f_c' b_w d = 121.01 kN **(NSR-10 C,C.11.3.2)**
Resistencia al corte proporcionada por el concreto	V_c = 0.00 kN **(NSR-10 C,C.21.5.4.2) → Check Section 'Resistencia al corte proporcionada por el concreto'**
Contribución del Concreto a la Resistencia Cortante	$V_{c\Phi}$ = Φ V_c = 0.00 kN
Contribución del Refuerzo a Cortante a la Resistencia a Cortante	V_s = V_u - $V_{c\Phi}$ = 29.92 kN
Fuerza de corte máxima de diseño	V_{max} = Φ 0.66 √ f_c' b_w d = 142.62 kN
Área mínima de refuerzo por espacio	A_{vmin} / S = 0.062 √ f_c' b_w / f_{yt} = 0.01 cm²/cm **(NSR-10 C,C.11.4.6.3)**
	$V_s \leq V_{max}$ ✓
	$V_u \geq V_{c\Phi}$ / 2 → **Diseño del Refuerzo a Cortante.**
Límite de diseño del esfuerzo cortante	$V_{Límite1}$ = 0.33 √ f_c' b_w d = 95.08 kN
Área requerida de refuerzo de cortante por espacio	A_v / S = (V_u - $V_{c\Phi}$) / (Φ f_{yt} d) = 0.03 cm²/cm **(NSR-10 C,C.11.4.7.2)**
	A_v / S ≥ A_{vmin} / S ✓
Espaciamiento Máximo del Refuerzo a Cortante	S_{max} = Mín [d / 2 , 60.00 cm] = 10.80 cm → $V_s \leq V_{Límite1}$ **(NSR-10 C,C.11.4.5)**

Diseño de torsión

Momento de Torsión de Diseño	T_u = 0.0 kN.m
Umbral de Momento Torsor	T_{th} = 0.083 λ √ f_c' (A_{cp}^2 / ρ_{cp}) = 2.2 kN.m **(NSR-10 C,C.11.5.1**
	φT_{th} = 1.7 kN.m
Momento de agrietamiento por torsión	T_{cr} = 0.33 λ √ f_c' (A_{cp}^2 / ρ_{cp}) = 8.9 kN.m **(NSR-10 C,C.11.5.2.2**
	φT_{cr} = 6.7 kN.m
Esfuerzo cortante máximo permitido	$T_{Límite}$ = φ (V_c / (b_w d) + 0.66 √ f_c') = 2619.3 kN/m²**(NSR-10 C,C.11.5.3.1**
Esfuerzo Combinado bajo Torsión y Cortante	v_{total} = √ ((V_u / (b_w d))² + (T_u ρ_h / (1.7 A_{oh}))²) = 549.5 kN/m²**(NSR-10 C,C.11.5.3.1**
	$v_{total} \leq T_{Límite}$ ✓
	T_u < φT_{th} → **No se requiere refuerzo de torsión en la sección.**

Diseño de sección final

Área total requerida de refuerzo de tensión

Refuerzo de tensión longitudinal requerido del diseño de flexión (Sección superior)	$A_{s\text{-}Superior}$ = 0.00 cm²
Área total requerida de refuerzo de compresión	**$A_{s,Req\text{-}Superior}$ = max[$A_{s\text{--}Superior}$ + 0.25 A_l, $A_{s,min\text{--}Superior}$] = 1.95 cm²**
	$A_{s,Req\text{-}Superior} \geq A_{s,min\text{--}Superior}$ ✓
	$A_{s,Req\text{-}Superior} \leq A_{s,max\text{--}Superior}$ ✓
	$A_{s,suministrado\text{-}Superior}$ = 2.53 cm²
	$A_{s,suministrado\text{-}Superior} \geq A_{s,total\text{-}Superior}$ ✓
	$A_{s,suministrado\text{-}Superior} \leq A_{s,max}$ ✓
Ratio de utilización (Sección superior)	**$UR_{\text{-}Superior}$ = $A_{s,Req\text{-}Superior}$ / $A_{s,suministrado\text{-}Superior}$ = 0.77**
Refuerzo de tensión longitudinal requerido del diseño de flexión (Sección inferior)	$A_{s\text{-}Inferior}$ = 0.00 cm²

Área total requerida de refuerzo de tensión	$\mathbf{A_{s,Req\text{-}Inferior} = max[\ A_{s\text{--}Inferior} + 0.25\ A_l,\ A_{s,min\text{--}Inferior}\ ] = 1.82\ cm^2}$
	$A_{s,Req\text{-}Inferior} \geq A_{s,min\text{--}Inferior}$ ✓
	$A_{s,Req\text{-}Inferior} \leq A_{s,max\text{--}Inferior}$ ✓
	$\mathbf{A_{s,suministrado\text{-}Inferior} = 2.53\ cm^2}$
	$A_{s,suministrado\text{-}Inferior} \geq A_{s,total\text{-}Inferior}$ ✓
	$A_{s,suministrado\text{-}Inferior} \leq A_{s,max}$ ✓
Ratio de utilización (Sección inferior)	$\mathbf{UR_{\text{-}Inferior} = A_{s,Req\text{-}Inferior} / A_{s,suministrado\text{-}Inferior} = 0.716}$

Área total requerida de barra de estribo por espacio

Área total requerida de barra de estribo por espacio	$(A_v / S)_{total} = (A_t / s)_{Req} + (A_v / S)_{Req} = 0.03\ cm^2/cm$
	$\mathbf{(A_v / S)_{suministrado} = 0.14\ cm^2/cm}$
	$(A_v / S)_{suministrado} \geq (A_v / S)_{total}$ ✓
Distancia máxima permitida entre ganchos	$S_{max} = 10.00\ cm$
Distancia entre ganchos suministrada	$S_{suministrado} = 10.00\ cm$
	$S_{suministrado} \leq S_{max}$ ✓

Sección de tramo

Detalles de la sección rectangular (Sección superior)

b_w (cm)	h (cm)	d (cm)	$c_{c\text{-compresión}}$ (cm)	$c_{c\text{-tensión}}$ (cm)	$c_{c\text{-Lado}}$ (cm)	d' (cm)	$c_{tensión}$ (cm)
25.00	30.00	21.86	5.00	5.00	6.58	8.14	

Diseño de Flexión (Sección superior)

Momento Flector de Diseño	$M_u = 0.0\ kN.m$ (Momento Positivo)
Área requerida de refuerzo de tensión	$\mathbf{A_s = 0.00\ cm^2 \rightarrow M_u = 0.0\ kN.m}$

Detalles de la sección rectangular (Sección inferior)

b_w (cm)	h (cm)	d (cm)	$c_{c\text{-compresión}}$ (cm)	$c_{c\text{-tensión}}$ (cm)	$c_{c\text{-Lado}}$ (cm)	d' (cm)	$c_{tensión}$ (cm)
25.00	30.00	23.42	5.00	5.00	8.14	6.58	

Diseño de Flexión (Sección inferior)

Momento Flector de Diseño	$M_u = 0.0\ kN.m$ (Momento Positivo)
Área requerida de refuerzo de tensión	$\mathbf{A_s = 0.00\ cm^2 \rightarrow M_u = 0.0\ kN.m}$

Diseño de corte

Fuerza Cortante de Diseño	$V_u = 0.00\ kN$
Fuerza Cortante Máxima Permitida	$V_{cmax} = 0.42\ \lambda \sqrt{f_c'}\ b_w\ d = 130.10\ kN$ **(NSR-10 C,C.11.3.2)**
Resistencia al corte proporcionada por el concreto	$V_c = 52.66\ kN$ **(NSR-10 C,C.21.5.4.2) → Check Section 'Resistencia al corte proporcionada por el concreto'**

Contribución del Concreto a la Resistencia Cortante	$V_{c\Phi} = \Phi V_c = 39.49$ kN
Contribución del Refuerzo a Cortante a la Resistencia a Cortante	$V_s = V_u - V_{c\Phi} = -39.49$ kN
Fuerza de corte máxima de diseño	$V_{max} = \Phi\ 0.66 \sqrt{f_c'}\ b_w\ d = 153.33$ kN
Área mínima de refuerzo por espacio	$A_{vmin} / S = 0.062 \sqrt{f_c'}\ b_w / f_{yt} = 0.01$ cm²/cm **(NSR-10 C,C.11.4.6.3)**
	$V_s \leq V_{max}$ ✓
	$V_u < V_{c\Phi} / 2 \rightarrow$ **El refuerzo mínimo para cortante es suficiente.**
Área requerida de refuerzo de cortante por espacio	$A_v / S = A_{vmin} / S = 0.01$ cm²/cm **(NSR-10 C,C.11.4.7.2)**
Espaciamiento Máximo del Refuerzo a Cortante	S_{max} = Mín [d / 2 , 60.00 cm] = 11.70 cm **(NSR-10 C,C.11.4.5)**

Diseño de torsión

Momento de Torsión de Diseño	$T_u = 0.0$ kN.m
Umbral de Momento Torsor	$T_{th} = 0.083\ \lambda \sqrt{f_c'}\ (A_{cp}^2 / \rho_{cp}) = 2.2$ kN.m **(NSR-10 C,C.11.5.1**
	$\varphi T_{th} = 1.7$ kN.m
Momento de agrietamiento por torsión	$T_{cr} = 0.33\ \lambda \sqrt{f_c'}\ (A_{cp}^2 / \rho_{cp}) = 8.9$ kN.m **(NSR-10 C,C.11.5.2.2**
	$\varphi T_{cr} = 6.7$ kN.m
Esfuerzo cortante máximo permitido	$T_{Límite} = \varphi\ (V_c / (b_w\ d) + 0.66 \sqrt{f_c'}) = 3294.0$ kN/m²**(NSR-10 C,C.11.5.3.1**
Esfuerzo Combinado bajo Torsión y Cortante	$v_{total} = \sqrt{ ((V_u / (b_w\ d))^2 + (T_u\ \rho_h / (1.7\ A_{oh}))^2 } = 0.0$ kN/m²**(NSR-10 C,C.11.5.3.1**
	$v_{total} \leq T_{Límite}$ ✓
	$T_u < \varphi T_{th} \rightarrow$ **No se requiere refuerzo de torsión en la sección.**

Diseño de sección final

Área total requerida de refuerzo de tensión

Refuerzo de tensión longitudinal requerido del diseño de flexión (Sección superior)	$A_{s\text{-}Superior} = 0.00$ cm²
Área total requerida de refuerzo de compresión	$\mathbf{A_{s,Req\text{-}Superior} = max[\ A_{s\text{--}Superior} + 0.25\ A_l,\ A_{s,min\text{--}Superior}\ ] = 1.82\ cm^2}$
	$A_{s,Req\text{-}Superior} \geq A_{s,min\text{--}Superior}$ ✓
	$A_{s,Req\text{-}Superior} \leq A_{s,max\text{--}Superior}$ ✓
	$\mathbf{A_{s,suministrado\text{-}Superior} = 2.53\ cm^2}$
	$A_{s,suministrado\text{-}Superior} \geq A_{s,total\text{-}Superior}$ ✓
	$A_{s,suministrado\text{-}Superior} \leq A_{s,max}$ ✓
Ratio de utilización (Sección superior)	$\mathbf{UR_{\text{-}Superior} = A_{s,Req\text{-}Superior} / A_{s,suministrado\text{-}Superior} = 0.719}$
Refuerzo de tensión longitudinal requerido del diseño de flexión (Sección inferior)	$A_{s\text{-}Inferior} = 0.00$ cm²
Área total requerida de refuerzo de tensión	$\mathbf{A_{s,Req\text{-}Inferior} = max[\ A_{s\text{--}Inferior} + 0.25\ A_l,\ A_{s,min\text{--}Inferior}\ ] = 1.95\ cm^2}$
	$A_{s,Req\text{-}Inferior} \geq A_{s,min\text{--}Inferior}$ ✓
	$A_{s,Req\text{-}Inferior} \leq A_{s,max\text{--}Inferior}$ ✓
	$\mathbf{A_{s,suministrado\text{-}Inferior} = 2.53\ cm^2}$
	$A_{s,suministrado\text{-}Inferior} \geq A_{s,total\text{-}Inferior}$ ✓
	$A_{s,suministrado\text{-}Inferior} \leq A_{s,max}$ ✓
Ratio de utilización (Sección inferior)	$\mathbf{UR_{\text{-}Inferior} = A_{s,Req\text{-}Inferior} / A_{s,suministrado\text{-}Inferior} = 0.77}$

Área total requerida de barra de estribo por espacio

Área total requerida de barra de estribo por espacio	$(A_v / S)_{total} = (A_t / s)_{Req} + (A_v / S)_{Req} = 0.01$ cm²/cm
	$(A_v / S)_{suministrado} = 0.14$ cm²/cm
	$(A_v / S)_{suministrado} \geq (A_v / S)_{total}$ ✓
Distancia máxima permitida entre ganchos	$S_{max} = 11.70$ cm
Distancia entre ganchos suministrada	$S_{suministrado} = 10.00$ cm
	$S_{suministrado} \leq S_{max}$ ✓

Sección derecha

Detalles de la sección rectangular (Sección superior)

b_w (cm)	h (cm)	d (cm)	$c_{c\text{-compresión}}$ (cm)	$c_{c\text{-tensión}}$ (cm)	$c_{c\text{-Lado}}$ (cm)	d' (cm)	$c_{tensión}$ (cm)
25.00	30.00	23.42	5.00	5.00	8.14	6.58	

Diseño de Flexión (Sección superior)

Momento Flector de Diseño	$M_u = 0.0$ kN.m (Momento Positivo)
Área requerida de refuerzo de tensión	**$A_s = 0.00$ cm² → $M_u = 0.0$ kN.m**

Detalles de la sección rectangular (Sección inferior)

b_w (cm)	h (cm)	d (cm)	$c_{c\text{-compresión}}$ (cm)	$c_{c\text{-tensión}}$ (cm)	$c_{c\text{-Lado}}$ (cm)	d' (cm)	$c_{tensión}$ (cm)
25.00	30.00	21.86	5.00	5.00	6.58	8.14	

Diseño de Flexión (Sección inferior)

Momento Flector de Diseño	$M_u = 0.0$ kN.m (Momento Positivo)
Área requerida de refuerzo de tensión	**$A_s = 0.00$ cm² → $M_u = 0.0$ kN.m**

Diseño de corte

Fuerza Cortante de Diseño	$V_u = 29.92$ kN
Fuerza Cortante Máxima Permitida	$V_{cmax} = 0.42 \lambda \sqrt{f_c'} b_w d = 121.46$ kN **(NSR-10 C,C.11.3.2)**
Resistencia al corte proporcionada por el concreto	$V_c = 0.00$ kN **(NSR-10 C,C.21.5.4.2)** → **Check Section 'Resistencia al corte proporcionada por el concreto'**
Contribución del Concreto a la Resistencia Cortante	$V_{c\Phi} = \Phi V_c = 0.00$ kN
Contribución del Refuerzo a Cortante a la Resistencia a Cortante	$V_s = V_u - V_{c\Phi} = 29.92$ kN
Fuerza de corte máxima de diseño	$V_{max} = \Phi 0.66 \sqrt{f_c'} b_w d = 143.14$ kN
Área mínima de refuerzo por espacio	$A_{vmin} / S = 0.062 \sqrt{f_c'} b_w / f_{yt} = 0.01$ cm²/cm **(NSR-10 C,C.11.4.6.3)**
	$V_s \leq V_{max}$ ✓
	$V_u \geq V_{c\Phi} / 2$ → **Diseño del Refuerzo a Cortante.**
Límite de diseño del esfuerzo cortante	$V_{Límite1} = 0.33 \sqrt{f_c'} b_w d = 95.43$ kN
Área requerida de refuerzo de cortante por espacio	$A_v / S = (V_u - V_{c\Phi}) / (\Phi f_{yt} d) = 0.03$ cm²/cm **(NSR-10 C,C.11.4.7.2)**
	$A_v / S \geq A_{vmin} / S$ ✓

Espaciamiento Máximo del Refuerzo a Cortante	S_{max} = Mín [d / 2 , 60.00 cm] = 10.90 cm → $V_s \leq V_{Límite1}$ **(NSR-10 C,C.11.4.5)**

Diseño de torsión

Momento de Torsión de Diseño	T_u = 0.0 kN.m
Umbral de Momento Torsor	$T_{th} = 0.083 \lambda \sqrt{f_c'} (A_{cp}^2 / \rho_{cp})$ = 2.2 kN.m **(NSR-10 C,C.11.5.1**
	φT_{th} = 1.7 kN.m
Momento de agrietamiento por torsión	$T_{cr} = 0.33 \lambda \sqrt{f_c'} (A_{cp}^2 / \rho_{cp})$ = 8.9 kN.m **(NSR-10 C,C.11.5.2.2**
	φT_{cr} = 6.7 kN.m
Esfuerzo cortante máximo permitido	$T_{Límite} = \varphi (V_c / (b_w d) + 0.66 \sqrt{f_c'})$ = 2619.3 kN/m²**(NSR-10 C,C.11.5.3.1**
Esfuerzo Combinado bajo Torsión y Cortante	$v_{total} = \sqrt{ ((V_u / (b_w d))^2 + (T_u \rho_h / (1.7 A_{oh}))^2)}$ = 547.5 kN/m²**(NSR-10 C,C.11.5.3.1**
	$v_{total} \leq T_{Límite}$ ✓
	$T_u < \varphi T_{th}$ → **No se requiere refuerzo de torsión en la sección.**

Diseño de sección final

Área total requerida de refuerzo de tensiónSección izquierda

Refuerzo de tensión longitudinal requerido del diseño de flexión (Sección superior)	$A_{s\text{-}Superior}$ = 0.00 cm²
Área total requerida de refuerzo de compresión	**$A_{s,Req\text{-}Superior}$ = max[$A_{s\text{--}Superior}$ + 0.25 A_l, $A_{s,min\text{--}Superior}$] = 1.95 cm²**
	$A_{s,Req\text{-}Superior} \geq A_{s,min\text{--}Superior}$ ✓
	$A_{s,Req\text{-}Superior} \leq A_{s,max\text{--}Superior}$ ✓
	$A_{s,suministrado\text{-}Superior}$ = 2.53 cm²
	$A_{s,suministrado\text{-}Superior} \geq A_{s,total\text{-}Superior}$ ✓
	$A_{s,suministrado\text{-}Superior} \leq A_{s,max}$ ✓
Ratio de utilización (Sección superior)	**$UR_{\text{-}Superior}$ = $A_{s,Req\text{-}Superior}$ / $A_{s,suministrado\text{-}Superior}$ = 0.77**
Refuerzo de tensión longitudinal requerido del diseño de flexión (Sección inferior)	$A_{s\text{-}Inferior}$ = 0.00 cm²
Área total requerida de refuerzo de tensión	**$A_{s,Req\text{-}Inferior}$ = max[$A_{s\text{--}Inferior}$ + 0.25 A_l, $A_{s,min\text{--}Inferior}$] = 1.82 cm²**
	$A_{s,Req\text{-}Inferior} \geq A_{s,min\text{--}Inferior}$ ✓
	$A_{s,Req\text{-}Inferior} \leq A_{s,max\text{--}Inferior}$ ✓
	$A_{s,suministrado\text{-}Inferior}$ = 2.53 cm²
	$A_{s,suministrado\text{-}Inferior} \geq A_{s,total\text{-}Inferior}$ ✓
	$A_{s,suministrado\text{-}Inferior} \leq A_{s,max}$ ✓
Ratio de utilización (Sección inferior)	**$UR_{\text{-}Inferior}$ = $A_{s,Req\text{-}Inferior}$ / $A_{s,suministrado\text{-}Inferior}$ = 0.716**

Área total requerida de refuerzo de tensiónSección de tramo

Refuerzo de tensión longitudinal requerido del diseño de flexión (Sección superior)	$A_{s\text{-}Superior}$ = 0.00 cm²
Área total requerida de refuerzo de compresión	**$A_{s,Req\text{-}Superior}$ = max[$A_{s\text{--}Superior}$ + 0.25 A_l, $A_{s,min\text{--}Superior}$] = 1.82 cm²**
	$A_{s,Req\text{-}Superior} \geq A_{s,min\text{--}Superior}$ ✓
	$A_{s,Req\text{-}Superior} \leq A_{s,max\text{--}Superior}$ ✓
	$A_{s,suministrado\text{-}Superior}$ = 2.53 cm²
	$A_{s,suministrado\text{-}Superior} \geq A_{s,total\text{-}Superior}$ ✓

	$A_{s,suministrado\text{-}Superior} \leq A_{s,max}$ ✓
Ratio de utilización (Sección superior)	**$UR_{\text{-}Superior} = A_{s,Req\text{-}Superior} / A_{s,suministrado\text{-}Superior} = 0.719$**
Refuerzo de tensión longitudinal requerido del diseño de flexión (Sección inferior)	$A_{s\text{-}Inferior} = 0.00\ cm^2$
Área total requerida de refuerzo de tensión	**$A_{s,Req\text{-}Inferior} = max[\ A_{s\text{--}Inferior} + 0.25\ A_l,\ A_{s,min\text{--}Inferior}\ ] = 1.95\ cm^2$**
	$A_{s,Req\text{-}Inferior} \geq A_{s,min\text{--}Inferior}$ ✓
	$A_{s,Req\text{-}Inferior} \leq A_{s,max\text{--}Inferior}$ ✓
	$A_{s,suministrado\text{-}Inferior} = 2.53\ cm^2$
	$A_{s,suministrado\text{-}Inferior} \geq A_{s,total\text{-}Inferior}$ ✓
	$A_{s,suministrado\text{-}Inferior} \leq A_{s,max}$ ✓
Ratio de utilización (Sección inferior)	**$UR_{\text{-}Inferior} = A_{s,Req\text{-}Inferior} / A_{s,suministrado\text{-}Inferior} = 0.77$**

Área total requerida de refuerzo de tensiónSección derecha

Refuerzo de tensión longitudinal requerido del diseño de flexión (Sección superior)	$A_{s\text{-}Superior} = 0.00\ cm^2$
Área total requerida de refuerzo de compresión	**$A_{s,Req\text{-}Superior} = max[\ A_{s\text{--}Superior} + 0.25\ A_l,\ A_{s,min\text{--}Superior}\ ] = 1.95\ cm^2$**
	$A_{s,Req\text{-}Superior} \geq A_{s,min\text{--}Superior}$ ✓
	$A_{s,Req\text{-}Superior} \leq A_{s,max\text{--}Superior}$ ✓
	$A_{s,suministrado\text{-}Superior} = 2.53\ cm^2$
	$A_{s,suministrado\text{-}Superior} \geq A_{s,total\text{-}Superior}$ ✓
	$A_{s,suministrado\text{-}Superior} \leq A_{s,max}$ ✓
Ratio de utilización (Sección superior)	**$UR_{\text{-}Superior} = A_{s,Req\text{-}Superior} / A_{s,suministrado\text{-}Superior} = 0.77$**
Refuerzo de tensión longitudinal requerido del diseño de flexión (Sección inferior)	$A_{s\text{-}Inferior} = 0.00\ cm^2$
Área total requerida de refuerzo de tensión	**$A_{s,Req\text{-}Inferior} = max[\ A_{s\text{--}Inferior} + 0.25\ A_l,\ A_{s,min\text{--}Inferior}\ ] = 1.82\ cm^2$**
	$A_{s,Req\text{-}Inferior} \geq A_{s,min\text{--}Inferior}$ ✓
	$A_{s,Req\text{-}Inferior} \leq A_{s,max\text{--}Inferior}$ ✓
	$A_{s,suministrado\text{-}Inferior} = 2.53\ cm^2$
	$A_{s,suministrado\text{-}Inferior} \geq A_{s,total\text{-}Inferior}$ ✓
	$A_{s,suministrado\text{-}Inferior} \leq A_{s,max}$ ✓
Ratio de utilización (Sección inferior)	**$UR_{\text{-}Inferior} = A_{s,Req\text{-}Inferior} / A_{s,suministrado\text{-}Inferior} = 0.719$**

Área total requerida de barra de estribo por espacio

Área total requerida de barra de estribo por espacio	$(A_v / S)_{total} = (A_t / s)_{Req} + (A_v / S)_{Req} = 0.03\ cm^2/cm$
	$(A_v / S)_{suministrado} = 0.14\ cm^2/cm$
	$(A_v / S)_{suministrado} \geq (A_v / S)_{total}$ ✓
Distancia máxima permitida entre ganchos	$S_{max} = 10.00\ cm$
Distancia entre ganchos suministrada	$S_{suministrado} = 10.00\ cm$
	$S_{suministrado} \leq S_{max}$ ✓

Verificación de Deflexión

Condición de Soporte	Un extremo continuo
Factor de reducción	f_y = 420.00-->1.00 (NSR-10 C - 9.3.1.1.1)
	$h_{min} = f_r (L / 18.5)$ = 12.44 cm (NSR-10 C - 9.3.1.1)
	$h \geq h_{min}$ ✓

Chequeos Sísmicos

Moment Seismic Checks (FB9)

Moments Values Obtained From Analysis

Descripción	Izquierda (kN.m) M_L	Durar (kN.m) M_S	Derecha (kN.m) M_R
Momento Negativo (-)	0.0	0.0	0.0
Momento Positivo (+)	0.0	0.0	0.0

Tipo de sistema	SMF - **NSR C.21.5.2.2**
Moment Check at Left Support	$M_{L(+)} = Max [M_{L(+)} , M_{L(-)} / 2] = Max [0.0 , 0.0 / 2] = 0.0$ ✓
Moment Check at Right Support	$M_{R(+)} = Max [M_{R(+)} , M_{R(-)} / 2] = Max [0.0 , 0.0 / 2] = 0.0$ ✓
Maximum Moment at Ends	$M_{max, ends}$ = 0.0 (kN.m)
Maximum Moment Check at Span	$M_{S(+)} = Max [M_{S(+)} , M_{max, ends} / 4] = Max [0.0 , 0.0 / 4] = 0.0$
Maximum Moment Check at Span	$M_{S(-)} = Max [M_{S(-)} , M_{max, ends} / 4] = Max [0.0 , 0.0 / 4] = 0.0$

Moments Results Modified For Seismic

Descripción	Izquierda (kN.m) M_L	Durar (kN.m) M_S	Derecha (kN.m) M_R
Capacidad de momento negativo (-)	0.0	0.0	0.0
Capacidad de Momento Positivo (+)	0.0	0.0	0.0

Cálculo de la capacidad a corte para diseño (FB9)

Descripción	Izquierda (kN.m) M_{prL}	Derecha (kN.m) M_{prR}
Capacidad aMomento Probable Negativo (-)	25.5	27.6
Capacidad aMomento Probable Positivo (+)	25.5	43.3

Luz libre	l_n = 2.3016 m
Fuerza cortante de capacidad para el extremo izquierdo	$(M_{prL(+)} + M_{prR(-)}) / l_n$ = 29.92 kN
Fuerza cortante de capacidad para el extremo derecho	$(M_{prL(-)} + M_{prR(+)}) / l_n$ = 23.06 kN
Fuerza cortante máxima de combinaciones de carga vertical Extremo izquierdo	2.49 kN
Fuerza cortante máxima de las combinaciones de carga vertical Extremo derecho	2.49 kN
Fuerza cortante de diseño Extremo izquierdo	29.92 + 2.49 = 32.41 kN
Fuerza cortante de diseño Extremo derecho	23.06 + 2.49 = 25.55 kN

Resistencia al corte proporcionada por el concreto

Maximum Shear At The Ends From the Analysis	V_u = Max(0.00,0.00) = 0.00 kN
Maximum Shear At The Ends From Capacity Design	V_e = Max(32.41,25.55) = 32.41 kN
Fuerza de Diseño Axial	N_u = 0.00 kN

Área de sección transversal bruta	A_g = 0.0750 m^2
	A_g = ($V_e \geq 0.5\ V_u$ and $N_u < f_c' * A_g / 20$) ✓ → V_c = 0.0

Viga : FB10

Sección izquierda

Detalles de la sección rectangular (Sección superior)

b_w (cm)	h (cm)	d (cm)	$C_{c\text{-compresión}}$ (cm)	$C_{c\text{-tensión}}$ (cm)	$C_{c\text{-Lado}}$ (cm)	d' (cm)	$C_{tensión}$ (cm)
25.00	30.00	23.42	5.00	5.00	8.14	6.58	

Diseño de Flexión (Sección superior)

Momento Flector de Diseño	M_u = 0.0 kN.m (Momento Positivo)
Área requerida de refuerzo de tensión	**A_s = 0.00 cm^2 → M_u = 0.0 kN.m**

Detalles de la sección rectangular (Sección inferior)

b_w (cm)	h (cm)	d (cm)	$C_{c\text{-compresión}}$ (cm)	$C_{c\text{-tensión}}$ (cm)	$C_{c\text{-Lado}}$ (cm)	d' (cm)	$C_{tensión}$ (cm)
25.00	30.00	21.86	5.00	5.00	6.58	8.14	

Diseño de Flexión (Sección inferior)

Momento Flector de Diseño	M_u = 0.0 kN.m (Momento Positivo)
Área requerida de refuerzo de tensión	**A_s = 0.00 cm^2 → M_u = 0.0 kN.m**

Diseño de corte

Fuerza Cortante de Diseño	V_u = 30.81 kN
Fuerza Cortante Máxima Permitida	V_{cmax} = 0.42 λ √ f_c' b_w d = 121.46 kN **(NSR-10 C,C.11.3.2)**
Resistencia al corte proporcionada por el concreto	V_c = 0.00 kN **(NSR-10 C,C.21.5.4.2)** → **Check Section 'Resistencia al corte proporcionada por el concreto'**
Contribución del Concreto a la Resistencia Cortante	$V_{c\Phi}$ = Φ V_c = 0.00 kN
Contribución del Refuerzo a Cortante a la Resistencia a Cortante	V_s = V_u - $V_{c\Phi}$ = 30.81 kN
Fuerza de corte máxima de diseño	V_{max} = Φ 0.66 √ f_c' b_w d = 143.14 kN
Área mínima de refuerzo por espacio	A_{vmin} / S = 0.062 √ f_c' b_w / f_{yt} = 0.01 cm^2/cm **(NSR-10 C,C.11.4.6.3)**
	$V_s \leq V_{max}$ ✓
	$V_u \geq V_{c\Phi}$ / 2 → **Diseño del Refuerzo a Cortante.**
Límite de diseño del esfuerzo cortante	$V_{Límite1}$ = 0.33 √ f_c' b_w d = 95.43 kN
Área requerida de refuerzo de cortante por espacio	A_v / S = (V_u - $V_{c\Phi}$) / (Φ f_{yt} d) = 0.03 cm^2/cm **(NSR-10 C,C.11.4.7.2)**
	A_v / S ≥ A_{vmin} / S ✓
Espaciamiento Máximo del Refuerzo a Cortante	S_{max} = Mín [d / 2 , 60.00 cm] = 10.90 cm → $V_s \leq V_{Límite1}$ **(NSR-10 C,C.11.4.5)**

Diseño de torsión

Momento de Torsión de Diseño	T_u = 0.0 kN.m
Umbral de Momento Torsor	T_{th} = 0.083 λ √ f_c' (A_{cp}^2 / ρ_{cp}) = 2.2 kN.m **(NSR-10 C,C.11.5.1**
	φT_{th} = 1.7 kN.m
Momento de agrietamiento por torsión	T_{cr} = 0.33 λ √ f_c' (A_{cp}^2 / ρ_{cp}) = 8.9 kN.m **(NSR-10 C,C.11.5.2.2**
	φT_{cr} = 6.7 kN.m
Esfuerzo cortante máximo permitido	$T_{Límite}$ = φ (V_c / (b_w d) + 0.66 √ f_c') = 2619.3 kN/m²**(NSR-10 C,C.11.5.3.1**
Esfuerzo Combinado bajo Torsión y Cortante	v_{total} = √ ((V_u / (b_w d))² + (T_u ρ_h / (1.7 A_{oh}))²) = 563.8 kN/m²**(NSR-10 C,C.11.5.3.1**
	$v_{total} \leq T_{Límite}$ ✓
	$T_u < \varphi T_{th}$ → **No se requiere refuerzo de torsión en la sección.**

Diseño de sección final

Área total requerida de refuerzo de tensión

Refuerzo de tensión longitudinal requerido del diseño de flexión (Sección superior)	$A_{s\text{-}Superior}$ = 0.00 cm²
Área total requerida de refuerzo de compresión	**$A_{s,Req\text{-}Superior}$ = max[$A_{s\text{--}Superior}$ + 0.25 A_l, $A_{s,min\text{--}Superior}$] = 1.95 cm²**
	$A_{s,Req\text{-}Superior} \geq A_{s,min\text{--}Superior}$ ✓
	$A_{s,Req\text{-}Superior} \leq A_{s,max\text{--}Superior}$ ✓
	$A_{s,suministrado\text{-}Superior}$ = 2.53 cm²
	$A_{s,suministrado\text{-}Superior} \geq A_{s,total\text{-}Superior}$ ✓
	$A_{s,suministrado\text{-}Superior} \leq A_{s,max}$ ✓
Ratio de utilización (Sección superior)	**$UR_{\text{-}Superior}$ = $A_{s,Req\text{-}Superior}$ / $A_{s,suministrado\text{-}Superior}$ = 0.77**
Refuerzo de tensión longitudinal requerido del diseño de flexión (Sección inferior)	$A_{s\text{-}Inferior}$ = 0.00 cm²
Área total requerida de refuerzo de tensión	**$A_{s,Req\text{-}Inferior}$ = max[$A_{s\text{--}Inferior}$ + 0.25 A_l, $A_{s,min\text{--}Inferior}$] = 1.82 cm²**
	$A_{s,Req\text{-}Inferior} \geq A_{s,min\text{--}Inferior}$ ✓
	$A_{s,Req\text{-}Inferior} \leq A_{s,max\text{--}Inferior}$ ✓
	$A_{s,suministrado\text{-}Inferior}$ = 2.53 cm²
	$A_{s,suministrado\text{-}Inferior} \geq A_{s,total\text{-}Inferior}$ ✓
	$A_{s,suministrado\text{-}Inferior} \leq A_{s,max}$ ✓
Ratio de utilización (Sección inferior)	**$UR_{\text{-}Inferior}$ = $A_{s,Req\text{-}Inferior}$ / $A_{s,suministrado\text{-}Inferior}$ = 0.719**

Área total requerida de barra de estribo por espacio

Área total requerida de barra de estribo por espacio	(A_v / S)$_{total}$ = (A_t / s)$_{Req}$ + (A_v / S)$_{Req}$ = 0.03 cm²/cm
	(A_v / S)$_{suministrado}$ = 0.14 cm²/cm
	(A_v / S)$_{suministrado}$ ≥ (A_v / S)$_{total}$ ✓
Distancia máxima permitida entre ganchos	S_{max} = 10.00 cm
Distancia entre ganchos suministrada	$S_{suministrado}$ = 10.00 cm
	$S_{suministrado} \leq S_{max}$ ✓

Sección de tramo

Detalles de la sección rectangular (Sección superior)

b_w (cm)	h (cm)	d (cm)	$c_{c\text{-compresión}}$ (cm)	$c_{c\text{-tensión}}$ (cm)	$c_{c\text{-Lado}}$ (cm)	d' (cm)	$c_{tensión}$ (cm)
25.00	30.00	21.86	5.00	5.00	6.58	8.14	

Diseño de Flexión (Sección superior)

Momento Flector de Diseño — M_u = 0.0 kN.m (Momento Positivo)

Área requerida de refuerzo de tensión — **A_s = 0.00 cm² → M_u = 0.0 kN.m**

Detalles de la sección rectangular (Sección inferior)

b_w (cm)	h (cm)	d (cm)	$c_{c\text{-compresión}}$ (cm)	$c_{c\text{-tensión}}$ (cm)	$c_{c\text{-Lado}}$ (cm)	d' (cm)	$c_{tensión}$ (cm)
25.00	30.00	23.42	5.00	5.00	8.14	6.58	

Diseño de Flexión (Sección inferior)

Momento Flector de Diseño — M_u = 0.0 kN.m (Momento Positivo)

Área requerida de refuerzo de tensión — **A_s = 0.00 cm² → M_u = 0.0 kN.m**

Diseño de corte

Fuerza Cortante de Diseño — V_u = 0.00 kN

Fuerza Cortante Máxima Permitida — $V_{cmax} = 0.42 \lambda \sqrt{f_c'} b_w d$ = 130.10 kN **(NSR-10 C,C.11.3.2)**

Resistencia al corte proporcionada por el concreto — V_c = 52.66 kN **(NSR-10 C,C.21.5.4.2) → Check Section 'Resistencia al corte proporcionada por el concreto'**

Contribución del Concreto a la Resistencia Cortante — $V_{c\Phi} = \Phi V_c$ = 39.49 kN

Contribución del Refuerzo a Cortante a la Resistencia a Cortante — $V_s = V_u - V_{c\Phi}$ = -39.49 kN

Fuerza de corte máxima de diseño — $V_{max} = \Phi\, 0.66 \sqrt{f_c'} b_w d$ = 153.33 kN

Área mínima de refuerzo por espacio — $A_{vmin} / S = 0.062 \sqrt{f_c'} b_w / f_{yt}$ = 0.01 cm²/cm **(NSR-10 C,C.11.4.6.3)**

$V_s \le V_{max}$ ✓

$V_u < V_{c\Phi} / 2$ → **El refuerzo mínimo para cortante es suficiente.**

Área requerida de refuerzo de cortante por espacio — $A_v / S = A_{vmin} / S$ = 0.01 cm²/cm **(NSR-10 C,C.11.4.7.2)**

Espaciamiento Máximo del Refuerzo a Cortante — S_{max} = Mín [d / 2 , 60.00 cm] = 11.70 cm **(NSR-10 C,C.11.4.5)**

Diseño de torsión

Momento de Torsión de Diseño — T_u = 0.0 kN.m

Umbral de Momento Torsor — $T_{th} = 0.083 \lambda \sqrt{f_c'} (A_{cp}^2 / \rho_{cp})$ = 2.2 kN.m **(NSR-10 C,C.11.5.1**

φT_{th} = 1.7 kN.m

Momento de agrietamiento por torsión — $T_{cr} = 0.33 \lambda \sqrt{f_c'} (A_{cp}^2 / \rho_{cp})$ = 8.9 kN.m **(NSR-10 C,C.11.5.2.2**

φT_{cr} = 6.7 kN.m

Esfuerzo cortante máximo permitido — $T_{Límite} = \varphi (V_c / (b_w d) + 0.66 \sqrt{f_c'})$ = 3294.0 kN/m² **(NSR-10 C,C.11.5.3.1**

Esfuerzo Combinado bajo Torsión y Cortante — $v_{total} = \sqrt{ ((V_u / (b_w d))^2 + (T_u \rho_h / (1.7 A_{oh}))^2)}$ = 0.0 kN/m² **(NSR-10 C,C.11.5.3.1**

$v_{total} \le T_{Límite}$ ✓

$T_u < \varphi T_{th}$ → **No se requiere refuerzo de torsión en la sección.**

Diseño de sección final

Área total requerida de refuerzo de tensión

Refuerzo de tensión longitudinal requerido del diseño de flexión (Sección superior)	$A_{s\text{-}Superior}$ = 0.00 cm^2
Área total requerida de refuerzo de compresión	**$A_{s,Req\text{-}Superior}$ = max[$A_{s\text{--}Superior}$ + 0.25 A_l, $A_{s,min\text{--}Superior}$] = 1.82 cm^2**
	$A_{s,Req\text{-}Superior} \geq A_{s,min\text{--}Superior}$ √
	$A_{s,Req\text{-}Superior} \leq A_{s,max\text{--}Superior}$ √
	$A_{s,suministrado\text{-}Superior}$ = 2.53 cm^2
	$A_{s,suministrado\text{-}Superior} \geq A_{s,total\text{-}Superior}$ √
	$A_{s,suministrado\text{-}Superior} \leq A_{s,max}$ √
Ratio de utilización (Sección superior)	**$UR_{\text{-}Superior}$ = $A_{s,Req\text{-}Superior}$ / $A_{s,suministrado\text{-}Superior}$ = 0.719**
Refuerzo de tensión longitudinal requerido del diseño de flexión (Sección inferior)	$A_{s\text{-}Inferior}$ = 0.00 cm^2
Área total requerida de refuerzo de tensión	**$A_{s,Req\text{-}Inferior}$ = max[$A_{s\text{--}Inferior}$ + 0.25 A_l, $A_{s,min\text{--}Inferior}$] = 1.95 cm^2**
	$A_{s,Req\text{-}Inferior} \geq A_{s,min\text{--}Inferior}$ √
	$A_{s,Req\text{-}Inferior} \leq A_{s,max\text{--}Inferior}$ √
	$A_{s,suministrado\text{-}Inferior}$ = 2.53 cm^2
	$A_{s,suministrado\text{-}Inferior} \geq A_{s,total\text{-}Inferior}$ √
	$A_{s,suministrado\text{-}Inferior} \leq A_{s,max}$ √
Ratio de utilización (Sección inferior)	**$UR_{\text{-}Inferior}$ = $A_{s,Req\text{-}Inferior}$ / $A_{s,suministrado\text{-}Inferior}$ = 0.77**

Área total requerida de barra de estribo por espacio

Área total requerida de barra de estribo por espacio	$(A_v / S)_{total}$ = $(A_t / s)_{Req}$ + $(A_v / S)_{Req}$ = 0.01 cm^2/cm
	$(A_v / S)_{suministrado}$ = 0.14 cm^2/cm
	$(A_v / S)_{suministrado} \geq (A_v / S)_{total}$ √
Distancia máxima permitida entre ganchos	S_{max} = 11.70 cm
Distancia entre ganchos suministrada	$S_{suministrado}$ = 10.00 cm
	$S_{suministrado} \leq S_{max}$ √

Sección derecha

Detalles de la sección rectangular (Sección superior)

b_w (cm)	h (cm)	d (cm)	$c_{c\text{-}compresión}$ (cm)	$c_{c\text{-}tensión}$ (cm)	$c_{c\text{-}Lado}$ (cm)	d' (cm)	$c_{tensión}$ (cm)
25.00	30.00	23.42	5.00	5.00	8.14	6.58	

Diseño de Flexión (Sección superior)

Momento Flector de Diseño	M_u = 0.0 kN.m (Momento Positivo)
Área requerida de refuerzo de tensión	**A_s = 0.00 cm^2 → M_u = 0.0 kN.m**

Detalles de la sección rectangular (Sección inferior)

b_w (cm)	h (cm)	d (cm)	$c_{c\text{-compresión}}$ (cm)	$c_{c\text{-tensión}}$ (cm)	$c_{c\text{-Lado}}$ (cm)	d' (cm)	$c_{tensión}$ (cm)
25.00	30.00	21.86	5.00	5.00	6.58	8.14	

Diseño de Flexión (Sección inferior)

Momento Flector de Diseño — M_u = 0.0 kN.m (Momento Positivo)

Área requerida de refuerzo de tensión — **A_s = 0.00 cm² → M_u = 0.0 kN.m**

Diseño de corte

Fuerza Cortante de Diseño — V_u = 30.81 kN

Fuerza Cortante Máxima Permitida — $V_{cmax} = 0.42 \lambda \sqrt{f_c'} b_w d$ = 121.46 kN **(NSR-10 C,C.11.3.2)**

Resistencia al corte proporcionada por el concreto — V_c = 0.00 kN **(NSR-10 C,C.21.5.4.2) → Check Section 'Resistencia al corte proporcionada por el concreto'**

Contribución del Concreto a la Resistencia Cortante — $V_{c\Phi} = \Phi V_c$ = 0.00 kN

Contribución del Refuerzo a Cortante a la Resistencia a Cortante — $V_s = V_u - V_{c\Phi}$ = 30.81 kN

Fuerza de corte máxima de diseño — $V_{max} = \Phi 0.66 \sqrt{f_c'} b_w d$ = 143.14 kN

Área mínima de refuerzo por espacio — $A_{vmin} / S = 0.062 \sqrt{f_c'} b_w / f_{yt}$ = 0.01 cm²/cm **(NSR-10 C,C.11.4.6.3)**

$V_s \le V_{max}$ ✓

$V_u \ge V_{c\Phi} / 2$ → **Diseño del Refuerzo a Cortante.**

Límite de diseño del esfuerzo cortante — $V_{Límite1} = 0.33 \sqrt{f_c'} b_w d$ = 95.43 kN

Área requerida de refuerzo de cortante por espacio — $A_v / S = (V_u - V_{c\Phi}) / (\Phi f_{yt} d)$ = 0.03 cm²/cm **(NSR-10 C,C.11.4.7.2)**

$A_v / S \ge A_{vmin} / S$ ✓

Espaciamiento Máximo del Refuerzo a Cortante — S_{max} = Mín [d / 2 , 60.00 cm] = 10.90 cm → $V_s \le V_{Límite1}$ **(NSR-10 C,C.11.4.5)**

Diseño de torsión

Momento de Torsión de Diseño — T_u = 0.0 kN.m

Umbral de Momento Torsor — $T_{th} = 0.083 \lambda \sqrt{f_c'} (A_{cp}^2 / \rho_{cp})$ = 2.2 kN.m **(NSR-10 C,C.11.5.1**

φT_{th} = 1.7 kN.m

Momento de agrietamiento por torsión — $T_{cr} = 0.33 \lambda \sqrt{f_c'} (A_{cp}^2 / \rho_{cp})$ = 8.9 kN.m **(NSR-10 C,C.11.5.2.2**

φT_{cr} = 6.7 kN.m

Esfuerzo cortante máximo permitido — $T_{Límite} = \varphi (V_c / (b_w d) + 0.66 \sqrt{f_c'})$ = 2619.3 kN/m² **(NSR-10 C,C.11.5.3.1**

Esfuerzo Combinado bajo Torsión y Cortante — $\upsilon_{total} = \sqrt{ (V_u / (b_w d))^2 + (T_u \rho_h / (1.7 A_{oh}))^2 }$ = 563.8 kN/m² **(NSR-10 C,C.11.5.3.1**

$\upsilon_{total} \le T_{Límite}$ ✓

$T_u < \varphi T_{th}$ → **No se requiere refuerzo de torsión en la sección.**

Diseño de sección final

Área total requerida de refuerzo de tensiónSección izquierda

Refuerzo de tensión longitudinal requerido del diseño de flexión (Sección superior) — $A_{s\text{-Superior}}$ = 0.00 cm²

Área total requerida de refuerzo de compresión — **$A_{s,Req\text{-Superior}}$ = max[$A_{s\text{--Superior}}$ + 0.25 A_l, $A_{s,min\text{--Superior}}$] = 1.95 cm²**

$A_{s,Req\text{-}Superior} \geq A_{s,min\text{--}Superior}$ √

$A_{s,Req\text{-}Superior} \leq A_{s,max\text{--}Superior}$ √

$A_{s,suministrado\text{-}Superior}$ = 2.53 cm²

$A_{s,suministrado\text{-}Superior} \geq A_{s,total\text{-}Superior}$ √

$A_{s,suministrado\text{-}Superior} \leq A_{s,max}$ √

Ratio de utilización (Sección superior) **$UR_{\text{-}Superior} = A_{s,Req\text{-}Superior} / A_{s,suministrado\text{-}Superior} = 0.77$**

Refuerzo de tensión longitudinal requerido del diseño de flexión (Sección inferior) $A_{s\text{-}Inferior}$ = 0.00 cm²

Área total requerida de refuerzo de tensión **$A_{s,Req\text{-}Inferior} = \max[A_{s\text{--}Inferior} + 0.25\ A_l, A_{s,min\text{--}Inferior}] = 1.82$ cm²**

$A_{s,Req\text{-}Inferior} \geq A_{s,min\text{--}Inferior}$ √

$A_{s,Req\text{-}Inferior} \leq A_{s,max\text{--}Inferior}$ √

$A_{s,suministrado\text{-}Inferior}$ = 2.53 cm²

$A_{s,suministrado\text{-}Inferior} \geq A_{s,total\text{-}Inferior}$ √

$A_{s,suministrado\text{-}Inferior} \leq A_{s,max}$ √

Ratio de utilización (Sección inferior) **$UR_{\text{-}Inferior} = A_{s,Req\text{-}Inferior} / A_{s,suministrado\text{-}Inferior} = 0.719$**

Área total requerida de refuerzo de tensiónSección de tramo

Refuerzo de tensión longitudinal requerido del diseño de flexión (Sección superior) $A_{s\text{-}Superior}$ = 0.00 cm²

Área total requerida de refuerzo de compresión **$A_{s,Req\text{-}Superior} = \max[A_{s\text{--}Superior} + 0.25\ A_l, A_{s,min\text{--}Superior}] = 1.82$ cm²**

$A_{s,Req\text{-}Superior} \geq A_{s,min\text{--}Superior}$ √

$A_{s,Req\text{-}Superior} \leq A_{s,max\text{--}Superior}$ √

$A_{s,suministrado\text{-}Superior}$ = 2.53 cm²

$A_{s,suministrado\text{-}Superior} \geq A_{s,total\text{-}Superior}$ √

$A_{s,suministrado\text{-}Superior} \leq A_{s,max}$ √

Ratio de utilización (Sección superior) **$UR_{\text{-}Superior} = A_{s,Req\text{-}Superior} / A_{s,suministrado\text{-}Superior} = 0.719$**

Refuerzo de tensión longitudinal requerido del diseño de flexión (Sección inferior) $A_{s\text{-}Inferior}$ = 0.00 cm²

Área total requerida de refuerzo de tensión **$A_{s,Req\text{-}Inferior} = \max[A_{s\text{--}Inferior} + 0.25\ A_l, A_{s,min\text{--}Inferior}] = 1.95$ cm²**

$A_{s,Req\text{-}Inferior} \geq A_{s,min\text{--}Inferior}$ √

$A_{s,Req\text{-}Inferior} \leq A_{s,max\text{--}Inferior}$ √

$A_{s,suministrado\text{-}Inferior}$ = 2.53 cm²

$A_{s,suministrado\text{-}Inferior} \geq A_{s,total\text{-}Inferior}$ √

$A_{s,suministrado\text{-}Inferior} \leq A_{s,max}$ √

Ratio de utilización (Sección inferior) **$UR_{\text{-}Inferior} = A_{s,Req\text{-}Inferior} / A_{s,suministrado\text{-}Inferior} = 0.77$**

Área total requerida de refuerzo de tensiónSección derecha

Refuerzo de tensión longitudinal requerido del diseño de flexión (Sección superior) $A_{s\text{-}Superior}$ = 0.00 cm²

Área total requerida de refuerzo de compresión **$A_{s,Req\text{-}Superior} = \max[A_{s\text{--}Superior} + 0.25\ A_l, A_{s,min\text{--}Superior}] = 1.95$ cm²**

$A_{s,Req\text{-}Superior} \geq A_{s,min\text{--}Superior}$ √

$A_{s,Req\text{-}Superior} \leq A_{s,max\text{--}Superior}$ √

$A_{s,suministrado\text{-}Superior}$ = 2.53 cm²

$A_{s,suministrado\text{-}Superior} \geq A_{s,total\text{-}Superior}$ ✓

$A_{s,suministrado\text{-}Superior} \leq A_{s,max}$ ✓

Ratio de utilización (Sección superior) **$UR_{\text{-}Superior} = A_{s,Req\text{-}Superior} / A_{s,suministrado\text{-}Superior} = 0.77$**

Refuerzo de tensión longitudinal requerido del diseño de flexión (Sección inferior) $A_{s\text{-}Inferior} = 0.00\ cm^2$

Área total requerida de refuerzo de tensión **$A_{s,Req\text{-}Inferior} = max[\ A_{s\text{--}Inferior} + 0.25\ A_l,\ A_{s,min\text{--}Inferior}\ ] = 1.82\ cm^2$**

$A_{s,Req\text{-}Inferior} \geq A_{s,min\text{--}Inferior}$ ✓

$A_{s,Req\text{-}Inferior} \leq A_{s,max\text{--}Inferior}$ ✓

$A_{s,suministrado\text{-}Inferior} = 2.53\ cm^2$

$A_{s,suministrado\text{-}Inferior} \geq A_{s,total\text{-}Inferior}$ ✓

$A_{s,suministrado\text{-}Inferior} \leq A_{s,max}$ ✓

Ratio de utilización (Sección inferior) **$UR_{\text{-}Inferior} = A_{s,Req\text{-}Inferior} / A_{s,suministrado\text{-}Inferior} = 0.719$**

Área total requerida de barra de estribo por espacio

Área total requerida de barra de estribo por espacio $(A_v / S)_{total} = (A_t / s)_{Req} + (A_v / S)_{Req} = 0.03\ cm^2/cm$

$(A_v / S)_{suministrado} = 0.14\ cm^2/cm$

$(A_v / S)_{suministrado} \geq (A_v / S)_{total}$ ✓

Distancia máxima permitida entre ganchos $S_{max} = 10.00\ cm$

Distancia entre ganchos suministrada $S_{suministrado} = 10.00\ cm$

$S_{suministrado} \leq S_{max}$ ✓

Verificación de Deflexión

Condición de Soporte Ambos extremos continuos

Factor de reducción $f_y = 420.00\text{-->}1.00$ (NSR-10 C - 9.3.1.1.1)

$h_{min} = f_r\ (L / 21) = 10.96\ cm$ (NSR-10 C - 9.3.1.1)

$h \geq h_{min}$ ✓

Chequeos Sísmicos

Moment Seismic Checks (FB10)

Moments Values Obtained From Analysis

Descripción	Izquierda (kN.m) M_L	Durar (kN.m) M_S	Derecha (kN.m) M_R
Momento Negativo (-)	0.0	0.0	0.0
Momento Positivo (+)	0.0	0.0	0.0

Tipo de sistema SMF - **NSR C.21.5.2.2**

Moment Check at Left Support $M_{L(+)} = Max\ [\ M_{L(+)}\ ,\ M_{L(-)} / 2\ ] = Max\ [\ 0.0\ ,\ 0.0 / 2\ ] = 0.0$ ✓

Moment Check at Right Support $M_{R(+)} = Max\ [\ M_{R(+)}\ ,\ M_{R(-)} / 2\ ] = Max\ [\ 0.0\ ,\ 0.0 / 2\ ] = 0.0$ ✓

Maximum Moment at Ends $M_{max,\ ends} = 0.0$ (kN.m)

Maximum Moment Check at Span $M_{S(+)} = Max\ [\ M_{S(+)}\ ,\ M_{max,\ ends} / 4\ ] = Max\ [\ 0.0\ ,\ 0.0 / 4\ ] = 0.0$

Maximum Moment Check at Span $M_{S(-)} = Max [M_{S(-)} , M_{max, ends} / 4] = Max [0.0 , 0.0 / 4] = 0.0$ X

Moments Results Modified For Seismic

Descripción	Izquierda (kN.m) M_L	Durar (kN.m) M_S	Derecha (kN.m) M_R
Capacidad de momento negativo (-)	0.0	0.0	0.0
Capacidad de Momento Positivo (+)	0.0	0.0	0.0

Cálculo de la capacidad a corte para diseño (FB10)

Descripción	Izquierda (kN.m) M_{prL}	Derecha (kN.m) M_{prR}
Capacidad aMomento Probable Negativo (-)	27.6	27.6
Capacidad aMomento Probable Positivo (+)	43.3	43.3

Luz libre	l_n = 2.3016 m
Fuerza cortante de capacidad para el extremo izquierdo	$(M_{prL(+)} + M_{prR(-)}) / l_n$ = 30.81 kN
Fuerza cortante de capacidad para el extremo derecho	$(M_{prL(-)} + M_{prR(+)}) / l_n$ = 30.81 kN
Fuerza cortante máxima de combinaciones de carga vertical Extremo izquierdo	2.49 kN
Fuerza cortante máxima de las combinaciones de carga vertical Extremo derecho	2.49 kN
Fuerza cortante de diseño Extremo izquierdo	30.81 + 2.49 = 33.30 kN
Fuerza cortante de diseño Extremo derecho	30.81 + 2.49 = 33.30 kN

Resistencia al corte proporcionada por el concreto

Maximum Shear At The Ends From the Analysis	V_u = Max(0.00,0.00) = 0.00 kN
Maximum Shear At The Ends From Capacity Design	V_e = Max(33.30,33.30) = 33.30 kN
Fuerza de Diseño Axial	N_u = 0.00 kN
Área de sección transversal bruta	A_g = 0.0750 m^2
	$A_g = (V_e \geq 0.5 V_u$ and $N_u < f_c' * A_g / 20)$ ✓ → V_c = 0.0

Viga : FB11

Sección izquierda

Detalles de la sección rectangular (Sección superior)

b_w (cm)	h (cm)	d (cm)	$c_{c\text{-compresión}}$ (cm)	$c_{c\text{-tensión}}$ (cm)	$c_{c\text{-Lado}}$ (cm)	d' (cm)	$c_{tensión}$ (cm)
25.00	25.00	18.42	5.00	5.00	8.14	6.58	

Diseño de Flexión (Sección superior)

Momento Flector de Diseño	M_u = 0.0 kN.m (Momento Positivo)
Área requerida de refuerzo de tensión	**A_s = 0.00 cm^2 → M_u = 0.0 kN.m**

Detalles de la sección rectangular (Sección inferior)

b_w (cm)	h (cm)	d (cm)	$c_{c\text{-compresión}}$ (cm)	$c_{c\text{-tensión}}$ (cm)	$c_{c\text{-Lado}}$ (cm)	d' (cm)	$c_{tensión}$ (cm)
25.00	25.00	16.86	5.00	5.00	6.58	8.14	

Diseño de Flexión (Sección inferior)

Momento Flector de Diseño	M_u = 0.0 kN.m (Momento Positivo)
Área requerida de refuerzo de tensión	**A_s = 0.00 cm² → M_u = 0.0 kN.m**

Diseño de corte

Fuerza Cortante de Diseño	V_u = 24.78 kN
Fuerza Cortante Máxima Permitida	V_{cmax} = 0.42 λ √ f_c' b_w d = 93.68 kN **(NSR-10 C,C.11.3.2)**
Resistencia al corte proporcionada por el concreto	V_c = 0.00 kN **(NSR-10 C,C.21.5.4.2) → Check Section 'Resistencia al corte proporcionada por el concreto'**
Contribución del Concreto a la Resistencia Cortante	$V_{c\phi}$ = Φ V_c = 0.00 kN
Contribución del Refuerzo a Cortante a la Resistencia a Cortante	V_s = V_u - $V_{c\phi}$ = 24.78 kN
Fuerza de corte máxima de diseño	V_{max} = Φ 0.66 √ f_c' b_w d = 110.40 kN
Área mínima de refuerzo por espacio	A_{vmin} / S = 0.062 √ f_c' b_w / f_{yt} = 0.01 cm²/cm **(NSR-10 C,C.11.4.6.3)**
	$V_s \leq V_{max}$ ✓
	$V_u \geq V_{c\phi}$ / 2 → **Diseño del Refuerzo a Cortante.**
Límite de diseño del esfuerzo cortante	$V_{Límite1}$ = 0.33 √ f_c' b_w d = 73.60 kN
Área requerida de refuerzo de cortante por espacio	A_v / S = (V_u - $V_{c\phi}$) / (Φ f_{yt} d) = 0.03 cm²/cm **(NSR-10 C,C.11.4.7.2)**
	A_v / S ≥ A_{vmin} / S ✓
Espaciamiento Máximo del Refuerzo a Cortante	S_{max} = Mín [d / 2 , 60.00 cm] = 8.40 cm → $V_s \leq V_{Límite1}$ **(NSR-10 C,C.11.4.5)**

Diseño de torsión

Momento de Torsión de Diseño	T_u = 0.0 kN.m
Umbral de Momento Torsor	T_{th} = 0.083 λ √ f_c' (A_{cp}^2 / ρ_{cp}) = 1.7 kN.m **(NSR-10 C,C.11.5.1**
	φT_{th} = 1.3 kN.m
Momento de agrietamiento por torsión	T_{cr} = 0.33 λ √ f_c' (A_{cp}^2 / ρ_{cp}) = 6.8 kN.m **(NSR-10 C,C.11.5.2.2**
	φT_{cr} = 5.1 kN.m
Esfuerzo cortante máximo permitido	$T_{Límite}$ = φ (V_c / (b_w d) + 0.66 √ f_c') = 2619.3 kN/m²**(NSR-10 C,C.11.5.3.1**
Esfuerzo Combinado bajo Torsión y Cortante	v_{total} = √ ((V_u / (b_w d))² + (T_u ρ_h / (1.7 A_{oh}))²) = 587.9 kN/m²**(NSR-10 C,C.11.5.3.1**
	$v_{total} \leq T_{Límite}$ ✓
	T_u < φT_{th} → **No se requiere refuerzo de torsión en la sección.**

Diseño de sección final

Área total requerida de refuerzo de tensión

Refuerzo de tensión longitudinal requerido del diseño de flexión (Sección superior)	$A_{s\text{-}Superior}$ = 0.00 cm²
Área total requerida de refuerzo de compresión	**$A_{s,Req\text{-}Superior}$ = max[$A_{s\text{--}Superior}$ + 0.25 A_l, $A_{s,min\text{--}Superior}$] = 1.53 cm²**
	$A_{s,Req\text{-}Superior}$ < $A_{s,min\text{--}Superior}$ → $A_{s,Req\text{-}Superior}$ = $A_{s,min\text{--}Superior}$ = 0.00 cm²
	$A_{s,Req\text{-}Superior} \leq A_{s,max\text{--}Superior}$ ✓
	$A_{s,suministrado\text{-}Superior}$ = 2.53 cm²

$A_{s,suministrado\text{-}Superior} \geq A_{s,total\text{-}Superior}$ ✓

$A_{s,suministrado\text{-}Superior} \leq A_{s,max}$ ✓

Ratio de utilización (Sección superior) **$UR_{\text{-}Superior} = A_{s,Req\text{-}Superior} / A_{s,suministrado\text{-}Superior} = 0.606$**

Refuerzo de tensión longitudinal requerido del diseño de flexión (Sección inferior)

$A_{s\text{-}Inferior} = 0.00\ cm^2$

Área total requerida de refuerzo de tensión **$A_{s,Req\text{-}Inferior} = max[\ A_{s\text{--}Inferior} + 0.25\ A_l,\ A_{s,min\text{--}Inferior}\ ] = 1.41\ cm^2$**

$A_{s,Req\text{-}Inferior} \geq A_{s,min\text{--}Inferior}$ ✓

$A_{s,Req\text{-}Inferior} \leq A_{s,max\text{--}Inferior}$ ✓

$A_{s,suministrado\text{-}Inferior} = 2.53\ cm^2$

$A_{s,suministrado\text{-}Inferior} \geq A_{s,total\text{-}Inferior}$ ✓

$A_{s,suministrado\text{-}Inferior} \leq A_{s,max}$ ✓

Ratio de utilización (Sección inferior) **$UR_{\text{-}Inferior} = A_{s,Req\text{-}Inferior} / A_{s,suministrado\text{-}Inferior} = 0.555$**

Área total requerida de barra de estribo por espacio

Área total requerida de barra de estribo por espacio $(A_v / S)_{total} = (A_t / s)_{Req} + (A_v / S)_{Req} = 0.03\ cm^2/cm$

$(A_v / S)_{suministrado} = 0.19\ cm^2/cm$

$(A_v / S)_{suministrado} \geq (A_v / S)_{total}$ ✓

Distancia máxima permitida entre ganchos $S_{max} = 8.40\ cm$

Distancia entre ganchos suministrada $S_{suministrado} = 7.50\ cm$

$S_{suministrado} \leq S_{max}$ ✓

Sección de tramo

Detalles de la sección rectangular (Sección superior)

b_w (cm)	h (cm)	d (cm)	$c_{c\text{-}compresión}$ (cm)	$c_{c\text{-}tensión}$ (cm)	$c_{c\text{-}Lado}$ (cm)	d' (cm)	$c_{tensión}$ (cm)
25.00	25.00	16.86	5.00	5.00	6.58	8.14	

Diseño de Flexión (Sección superior)

Momento Flector de Diseño $M_u = 0.0\ kN.m$ (Momento Positivo)

Área requerida de refuerzo de tensión **$A_s = 0.00\ cm^2 \rightarrow M_u = 0.0\ kN.m$**

Detalles de la sección rectangular (Sección inferior)

b_w (cm)	h (cm)	d (cm)	$c_{c\text{-}compresión}$ (cm)	$c_{c\text{-}tensión}$ (cm)	$c_{c\text{-}Lado}$ (cm)	d' (cm)	$c_{tensión}$ (cm)
25.00	25.00	18.42	5.00	5.00	8.14	6.58	

Diseño de Flexión (Sección inferior)

Momento Flector de Diseño $M_u = 0.0\ kN.m$ (Momento Positivo)

Área requerida de refuerzo de tensión **$A_s = 0.00\ cm^2 \rightarrow M_u = 0.0\ kN.m$**

Diseño de corte

Fuerza Cortante de Diseño	V_u = 0.00 kN
Fuerza Cortante Máxima Permitida	V_{cmax} = 0.42 λ √ f_c' b_w d = 102.32 kN **(NSR-10 C,C.11.3.2)**
Resistencia al corte proporcionada por el concreto	V_c = 41.41 kN **(NSR-10 C,C.21.5.4.2)** → **Check Section 'Resistencia al corte proporcionada por el concreto'**
Contribución del Concreto a la Resistencia Cortante	$V_{c\Phi}$ = Φ V_c = 31.06 kN
Contribución del Refuerzo a Cortante a la Resistencia a Cortante	V_s = V_u - $V_{c\Phi}$ = -31.06 kN
Fuerza de corte máxima de diseño	V_{max} = Φ 0.66 √ f_c' b_w d = 120.59 kN
Área mínima de refuerzo por espacio	A_{vmin} / S = 0.062 √ f_c' b_w / f_{yt} = 0.01 cm²/cm **(NSR-10 C,C.11.4.6.3)**
	$V_s \leq V_{max}$ ✓
	$V_u < V_{c\Phi} / 2$ → **El refuerzo mínimo para cortante es suficiente.**
Área requerida de refuerzo de cortante por espacio	A_v / S = A_{vmin} / S = 0.01 cm²/cm **(NSR-10 C,C.11.4.7.2)**
Espaciamiento Máximo del Refuerzo a Cortante	S_{max} = Mín [d / 2 , 60.00 cm] = 9.20 cm **(NSR-10 C,C.11.4.5)**

Diseño de torsión

Momento de Torsión de Diseño	T_u = 0.0 kN.m
Umbral de Momento Torsor	T_{th} = 0.083 λ √ f_c' (A_{cp}^2 / ρ_{cp}) = 1.7 kN.m **(NSR-10 C,C.11.5.1**
	φT_{th} = 1.3 kN.m
Momento de agrietamiento por torsión	T_{cr} = 0.33 λ √ f_c' (A_{cp}^2 / ρ_{cp}) = 6.8 kN.m **(NSR-10 C,C.11.5.2.2**
	φT_{cr} = 5.1 kN.m
Esfuerzo cortante máximo permitido	$T_{Límite}$ = φ (V_c / (b_w d) + 0.66 √ f_c') = 3294.0 kN/m²**(NSR-10 C,C.11.5.3.1**
Esfuerzo Combinado bajo Torsión y Cortante	v_{total} = √ ((V_u / (b_w d))² + (T_u ρ_h / (1.7 A_{oh}))²) = 0.0 kN/m²**(NSR-10 C,C.11.5.3.1**
	$v_{total} \leq T_{Límite}$ ✓
	$T_u < \varphi T_{th}$ → **No se requiere refuerzo de torsión en la sección.**

Diseño de sección final

Área total requerida de refuerzo de tensión

Refuerzo de tensión longitudinal requerido del diseño de flexión (Sección superior)	$A_{s\text{-}Superior}$ = 0.00 cm²
Área total requerida de refuerzo de compresión	**$A_{s,Req\text{-}Superior}$ = max[$A_{s\text{--}Superior}$ + 0.25 A_l, $A_{s,min\text{--}Superior}$] = 1.41 cm²**
	$A_{s,Req\text{-}Superior} \geq A_{s,min\text{--}Superior}$ ✓
	$A_{s,Req\text{-}Superior} \leq A_{s,max\text{--}Superior}$ ✓
	$A_{s,suministrado\text{-}Superior}$ = 2.53 cm²
	$A_{s,suministrado\text{-}Superior} \geq A_{s,total\text{-}Superior}$ ✓
	$A_{s,suministrado\text{-}Superior} \leq A_{s,max}$ ✓
Ratio de utilización (Sección superior)	**$UR_{\text{-}Superior}$ = $A_{s,Req\text{-}Superior}$ / $A_{s,suministrado\text{-}Superior}$ = 0.555**
Refuerzo de tensión longitudinal requerido del diseño de flexión (Sección inferior)	$A_{s\text{-}Inferior}$ = 0.00 cm²
Área total requerida de refuerzo de tensión	**$A_{s,Req\text{-}Inferior}$ = max[$A_{s\text{--}Inferior}$ + 0.25 A_l, $A_{s,min\text{--}Inferior}$] = 1.53 cm²**
	$A_{s,Req\text{-}Inferior} < A_{s,min\text{--}Inferior}$ → $A_{s,Req\text{-}Inferior}$ = $A_{s,min\text{--}Inferior}$ = 0.00 cm²
	$A_{s,Req\text{-}Inferior} \leq A_{s,max\text{--}Inferior}$ ✓
	$A_{s,suministrado\text{-}Inferior}$ = 2.53 cm²
	$A_{s,suministrado\text{-}Inferior} \geq A_{s,total\text{-}Inferior}$ ✓

	$A_{s,suministrado\text{-}Inferior} \leq A_{s,max}$ √
Ratio de utilización (Sección inferior)	**$UR_{\text{-Inferior}}$ = $A_{s,Req\text{-}Inferior}$ / $A_{s,suministrado\text{-}Inferior}$ = 0.606**

Área total requerida de barra de estribo por espacio

Área total requerida de barra de estribo por espacio	$(A_v / S)_{total} = (A_t / s)_{Req} + (A_v / S)_{Req} = 0.01$ cm²/cm
	$(A_v / S)_{suministrado} = 0.19$ cm²/cm
	$(A_v / S)_{suministrado} \geq (A_v / S)_{total}$ √
Distancia máxima permitida entre ganchos	$S_{max} = 9.20$ cm
Distancia entre ganchos suministrada	$S_{suministrado} = 7.50$ cm
	$S_{suministrado} \leq S_{max}$ √

Sección derecha

Detalles de la sección rectangular (Sección superior)

b_w (cm)	h (cm)	d (cm)	$c_{c\text{-compresión}}$ (cm)	$c_{c\text{-tensión}}$ (cm)	$c_{c\text{-Lado}}$ (cm)	d' (cm)	$c_{tensión}$ (cm)
25.00	25.00	18.42	5.00	5.00	8.14	6.58	

Diseño de Flexión (Sección superior)

Momento Flector de Diseño	$M_u = 0.0$ kN.m (Momento Positivo)
Área requerida de refuerzo de tensión	**$A_s = 0.00$ cm² → $M_u = 0.0$ kN.m**

Detalles de la sección rectangular (Sección inferior)

b_w (cm)	h (cm)	d (cm)	$c_{c\text{-compresión}}$ (cm)	$c_{c\text{-tensión}}$ (cm)	$c_{c\text{-Lado}}$ (cm)	d' (cm)	$c_{tensión}$ (cm)
25.00	25.00	16.86	5.00	5.00	6.58	8.14	

Diseño de Flexión (Sección inferior)

Momento Flector de Diseño	$M_u = 0.0$ kN.m (Momento Positivo)
Área requerida de refuerzo de tensión	**$A_s = 0.00$ cm² → $M_u = 0.0$ kN.m**

Diseño de corte

Fuerza Cortante de Diseño	$V_u = 24.78$ kN
Fuerza Cortante Máxima Permitida	$V_{cmax} = 0.42 \lambda \sqrt{f_c'} b_w d = 93.68$ kN **(NSR-10 C,C.11.3.2)**
Resistencia al corte proporcionada por el concreto	$V_c = 0.00$ kN **(NSR-10 C,C.21.5.4.2)** → **Check Section 'Resistencia al corte proporcionada por el concreto'**
Contribución del Concreto a la Resistencia Cortante	$V_{c\Phi} = \Phi V_c = 0.00$ kN
Contribución del Refuerzo a Cortante a la Resistencia a Cortante	$V_s = V_u - V_{c\Phi} = 24.78$ kN
Fuerza de corte máxima de diseño	$V_{max} = \Phi 0.66 \sqrt{f_c'} b_w d = 110.40$ kN
Área mínima de refuerzo por espacio	$A_{vmin} / S = 0.062 \sqrt{f_c'} b_w / f_{yt} = 0.01$ cm²/cm **(NSR-10 C,C.11.4.6.3)**
	$V_s \leq V_{max}$ √
	$V_u \geq V_{c\Phi} / 2$ → **Diseño del Refuerzo a Cortante.**

Límite de diseño del esfuerzo cortante	$V_{Límite1} = 0.33 \sqrt{f_c'}\, b_w\, d = 73.60$ kN
Área requerida de refuerzo de cortante por espacio	$A_v / S = (V_u - V_{c\Phi}) / (\Phi\, f_{yt}\, d) = 0.03$ cm²/cm **(NSR-10 C,C.11.4.7.2)**
	$A_v / S \geq A_{vmin} / S$ ✓
Espaciamiento Máximo del Refuerzo a Cortante	S_{max} = Mín [d / 2 , 60.00 cm] = 8.40 cm $\rightarrow$ $V_s \leq V_{Límite1}$ **(NSR-10 C,C.11.4.5)**

Diseño de torsión

Momento de Torsión de Diseño	$T_u = 0.0$ kN.m
Umbral de Momento Torsor	$T_{th} = 0.083\, \lambda \sqrt{f_c'}\, (A_{cp}^2 / \rho_{cp}) = 1.7$ kN.m **(NSR-10 C,C.11.5.1**
	$\varphi T_{th} = 1.3$ kN.m
Momento de agrietamiento por torsión	$T_{cr} = 0.33\, \lambda \sqrt{f_c'}\, (A_{cp}^2 / \rho_{cp}) = 6.8$ kN.m **(NSR-10 C,C.11.5.2.2**
	$\varphi T_{cr} = 5.1$ kN.m
Esfuerzo cortante máximo permitido	$T_{Límite} = \varphi (V_c / (b_w\, d) + 0.66 \sqrt{f_c'}) = 2619.3$ kN/m²**(NSR-10 C,C.11.5.3.1**
Esfuerzo Combinado bajo Torsión y Cortante	$v_{total} = \sqrt{ (V_u / (b_w\, d))^2 + (T_u\, \rho_h / (1.7\, A_{oh}))^2 } = 587.9$ kN/m²**(NSR-10 C,C.11.5.3.1**
	$v_{total} \leq T_{Límite}$ ✓
	$T_u < \varphi T_{th} \rightarrow$ **No se requiere refuerzo de torsión en la sección.**

Diseño de sección final

Área total requerida de refuerzo de tensiónSección izquierda

Refuerzo de tensión longitudinal requerido del diseño de flexión (Sección superior)	$A_{s\text{-}Superior} = 0.00$ cm²
Área total requerida de refuerzo de compresión	**$A_{s,Req\text{-}Superior} = \max[A_{s\text{--}Superior} + 0.25\, A_l,\ A_{s,min\text{--}Superior}] = 1.53$ cm²**
	$A_{s,Req\text{-}Superior} < A_{s,min\text{--}Superior} \rightarrow A_{s,Req\text{-}Superior} = A_{s,min\text{--}Superior} = 0.00$ cm²
	$A_{s,Req\text{-}Superior} \leq A_{s,max\text{--}Superior}$ ✓
	$A_{s,suministrado\text{-}Superior} = 2.53$ cm²
	$A_{s,suministrado\text{-}Superior} \geq A_{s,total\text{-}Superior}$ ✓
	$A_{s,suministrado\text{-}Superior} \leq A_{s,max}$ ✓
Ratio de utilización (Sección superior)	**$UR_{\text{-}Superior} = A_{s,Req\text{-}Superior} / A_{s,suministrado\text{-}Superior} = 0.606$**
Refuerzo de tensión longitudinal requerido del diseño de flexión (Sección inferior)	$A_{s\text{-}Inferior} = 0.00$ cm²
Área total requerida de refuerzo de tensión	**$A_{s,Req\text{-}Inferior} = \max[A_{s\text{--}Inferior} + 0.25\, A_l,\ A_{s,min\text{--}Inferior}] = 1.41$ cm²**
	$A_{s,Req\text{-}Inferior} \geq A_{s,min\text{--}Inferior}$ ✓
	$A_{s,Req\text{-}Inferior} \leq A_{s,max\text{--}Inferior}$ ✓
	$A_{s,suministrado\text{-}Inferior} = 2.53$ cm²
	$A_{s,suministrado\text{-}Inferior} \geq A_{s,total\text{-}Inferior}$ ✓
	$A_{s,suministrado\text{-}Inferior} \leq A_{s,max}$ ✓
Ratio de utilización (Sección inferior)	**$UR_{\text{-}Inferior} = A_{s,Req\text{-}Inferior} / A_{s,suministrado\text{-}Inferior} = 0.555$**

Área total requerida de refuerzo de tensiónSección de tramo

Refuerzo de tensión longitudinal requerido del diseño de flexión (Sección superior)	$A_{s\text{-}Superior} = 0.00$ cm²

Área total requerida de refuerzo de compresión	$\mathbf{A_{s,Req\text{-}Superior} = max[\ A_{s\text{--}Superior} + 0.25\ A_l,\ A_{s,min\text{--}Superior}\ ] = 1.41\ cm^2}$
	$A_{s,Req\text{-}Superior} \geq A_{s,min\text{--}Superior}$ ✓
	$A_{s,Req\text{-}Superior} \leq A_{s,max\text{--}Superior}$ ✓
	$\mathbf{A_{s,suministrado\text{-}Superior} = 2.53\ cm^2}$
	$A_{s,suministrado\text{-}Superior} \geq A_{s,total\text{-}Superior}$ ✓
	$A_{s,suministrado\text{-}Superior} \leq A_{s,max}$ ✓
Ratio de utilización (Sección superior)	$\mathbf{UR_{\text{-}Superior} = A_{s,Req\text{-}Superior} / A_{s,suministrado\text{-}Superior} = 0.555}$
Refuerzo de tensión longitudinal requerido del diseño de flexión (Sección inferior)	$A_{s\text{-}Inferior} = 0.00\ cm^2$
Área total requerida de refuerzo de tensión	$\mathbf{A_{s,Req\text{-}Inferior} = max[\ A_{s\text{--}Inferior} + 0.25\ A_l,\ A_{s,min\text{--}Inferior}\ ] = 1.53\ cm^2}$
	$A_{s,Req\text{-}Inferior} < A_{s,min\text{--}Inferior} \longrightarrow A_{s,Req\text{-}Inferior} = A_{s,min\text{--}Inferior} = 0.00\ cm^2$
	$A_{s,Req\text{-}Inferior} \leq A_{s,max\text{--}Inferior}$ ✓
	$\mathbf{A_{s,suministrado\text{-}Inferior} = 2.53\ cm^2}$
	$A_{s,suministrado\text{-}Inferior} \geq A_{s,total\text{-}Inferior}$ ✓
	$A_{s,suministrado\text{-}Inferior} \leq A_{s,max}$ ✓
Ratio de utilización (Sección inferior)	$\mathbf{UR_{\text{-}Inferior} = A_{s,Req\text{-}Inferior} / A_{s,suministrado\text{-}Inferior} = 0.606}$

Área total requerida de refuerzo de tensiónSección derecha

Refuerzo de tensión longitudinal requerido del diseño de flexión (Sección superior)	$A_{s\text{-}Superior} = 0.00\ cm^2$
Área total requerida de refuerzo de compresión	$\mathbf{A_{s,Req\text{-}Superior} = max[\ A_{s\text{--}Superior} + 0.25\ A_l,\ A_{s,min\text{--}Superior}\ ] = 1.53\ cm^2}$
	$A_{s,Req\text{-}Superior} < A_{s,min\text{--}Superior} \longrightarrow A_{s,Req\text{-}Superior} = A_{s,min\text{--}Superior} = 0.00\ cm^2$
	$A_{s,Req\text{-}Superior} \leq A_{s,max\text{--}Superior}$ ✓
	$\mathbf{A_{s,suministrado\text{-}Superior} = 2.53\ cm^2}$
	$A_{s,suministrado\text{-}Superior} \geq A_{s,total\text{-}Superior}$ ✓
	$A_{s,suministrado\text{-}Superior} \leq A_{s,max}$ ✓
Ratio de utilización (Sección superior)	$\mathbf{UR_{\text{-}Superior} = A_{s,Req\text{-}Superior} / A_{s,suministrado\text{-}Superior} = 0.606}$
Refuerzo de tensión longitudinal requerido del diseño de flexión (Sección inferior)	$A_{s\text{-}Inferior} = 0.00\ cm^2$
Área total requerida de refuerzo de tensión	$\mathbf{A_{s,Req\text{-}Inferior} = max[\ A_{s\text{--}Inferior} + 0.25\ A_l,\ A_{s,min\text{--}Inferior}\ ] = 1.41\ cm^2}$
	$A_{s,Req\text{-}Inferior} \geq A_{s,min\text{--}Inferior}$ ✓
	$A_{s,Req\text{-}Inferior} \leq A_{s,max\text{--}Inferior}$ ✓
	$\mathbf{A_{s,suministrado\text{-}Inferior} = 2.53\ cm^2}$
	$A_{s,suministrado\text{-}Inferior} \geq A_{s,total\text{-}Inferior}$ ✓
	$A_{s,suministrado\text{-}Inferior} \leq A_{s,max}$ ✓
Ratio de utilización (Sección inferior)	$\mathbf{UR_{\text{-}Inferior} = A_{s,Req\text{-}Inferior} / A_{s,suministrado\text{-}Inferior} = 0.555}$

Área total requerida de barra de estribo por espacio

Área total requerida de barra de estribo por espacio	$(A_v / S)_{total} = (A_t / s)_{Req} + (A_v / S)_{Req} = 0.03\ cm^2/cm$
	$\mathbf{(A_v / S)_{suministrado} = 0.19\ cm^2/cm}$
	$(A_v / S)_{suministrado} \geq (A_v / S)_{total}$ ✓

Distancia máxima permitida entre ganchos	S_{max} = 8.40 cm
Distancia entre ganchos suministrada	$S_{suministrado}$ = 7.50 cm
	$S_{suministrado} \leq S_{max}$ √

Verificación de Deflexión

Condición de Soporte	Ambos extremos continuos
Factor de reducción	f_y = 420.00-->1.00 (NSR-10 C - 9.3.1.1.1)
	$h_{min} = f_r (L / 21)$ = 10.96 cm (NSR-10 C - 9.3.1.1)
	$h \geq h_{min}$ √

Chequeos Sísmicos

Moment Seismic Checks (FB11)

Moments Values Obtained From Analysis

Descripción	Izquierda (kN.m) M_L	Durar (kN.m) M_S	Derecha (kN.m) M_R
Momento Negativo (-)	0.0	0.0	0.0
Momento Positivo (+)	0.0	0.0	0.0

Tipo de sistema	SMF - **NSR C.21.5.2.2**
Moment Check at Left Support	$M_{L(+)} = Max [M_{L(+)} , M_{L(-)} / 2] = Max [0.0 , 0.0 / 2] = 0.0$ √
Moment Check at Right Support	$M_{R(+)} = Max [M_{R(+)} , M_{R(-)} / 2] = Max [0.0 , 0.0 / 2] = 0.0$ √
Maximum Moment at Ends	$M_{max, ends}$ = 0.0 (kN.m)
Maximum Moment Check at Span	$M_{S(+)} = Max [M_{S(+)} , M_{max, ends} / 4] = Max [0.0 , 0.0 / 4] = 0.0$ X
Maximum Moment Check at Span	$M_{S(-)} = Max [M_{S(-)} , M_{max, ends} / 4] = Max [0.0 , 0.0 / 4] = 0.0$ X

Moments Results Modified For Seismic

Descripción	Izquierda (kN.m) M_L	Durar (kN.m) M_S	Derecha (kN.m) M_R
Capacidad de momento negativo (-)	0.0	0.0	0.0
Capacidad de Momento Positivo (+)	0.0	0.0	0.0

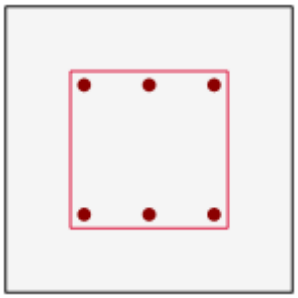
Diseño de Refuerzo de Columna

NSR-10 C	**Código Sísmico Colombiano - Concreto Estructural (Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente, Título C - Concreto Estructural**
NSR-10 A	**Código Sísmico Colombiano - Requisitos Generales para el Diseño y Construcción de Estructuras Sismo-Resistentes (Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente, Título A - Requisitos Generales de Diseño y Construcción Sismo-Resistente)**

1C1 (A-1) (20/20)

Materiales: C400 / SD40 (Deformed Bar) (Enlaces: SD40 (Deformed Bar))

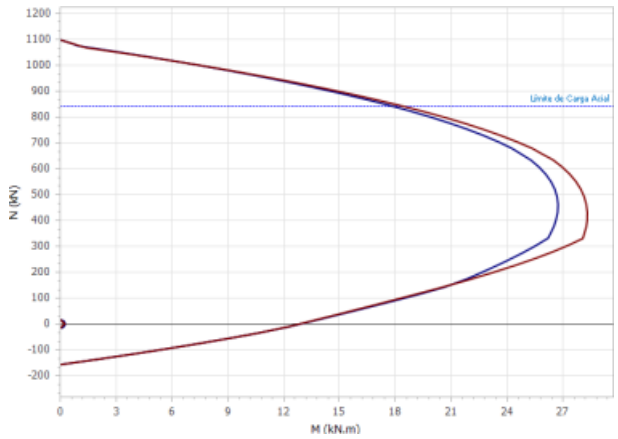
Sección



Combinaciones

No	$N_{Superior}$ (kN)	$M_{22\ Superior}$ (kN.m)	$M_{33\ Superior}$ (kN.m)	$N_{Inferior}$ (kN)	$M_{22\ Inferior}$ (kN.m)	$M_{33\ Inferior}$ (kN.m)
2	0.35	0.0	0.0	0.69	0.0	0.0
4	0.35	0.0	0.0	0.69	0.0	0.0
6	0.35	0.0	0.0	0.69	0.0	0.0
11	0.31	0.0	0.0	0.73	0.0	0.0
12	0.38	0.0	0.0	0.65	0.0	0.1
13	0.31	0.0	0.0	0.73	0.0	-0.1
14	0.38	0.0	0.0	0.65	0.0	0.0
15	0.31	0.0	0.0	0.73	0.0	0.0
16	0.38	0.0	0.0	0.65	0.0	0.1
17	0.31	0.0	0.0	0.73	0.0	-0.1
18	0.38	0.0	0.0	0.65	0.0	0.0
19	0.31	0.0	0.0	0.73	0.1	0.0
20	0.38	0.0	0.0	0.65	0.1	0.0
21	0.31	0.0	0.0	0.73	-0.1	0.0
22	0.38	0.0	0.0	0.65	-0.1	0.0
23	0.31	0.0	0.0	0.73	0.1	0.0
24	0.38	0.0	0.0	0.65	0.1	0.0
25	0.31	0.0	0.0	0.73	-0.1	0.0
26	0.38	0.0	0.0	0.65	-0.1	0.0
27	0.22	0.0	0.0	0.56	0.0	0.0
28	0.30	0.0	0.0	0.48	0.0	0.1
29	0.22	0.0	0.0	0.56	0.0	-0.1
30	0.30	0.0	0.0	0.48	0.0	0.0
31	0.22	0.0	0.0	0.56	0.0	0.0
32	0.30	0.0	0.0	0.48	0.0	0.1
33	0.22	0.0	0.0	0.56	0.0	-0.1
34	0.30	0.0	0.0	0.48	0.0	0.0
35	0.22	0.0	0.0	0.56	0.1	0.0
36	0.30	0.0	0.0	0.48	0.1	0.0
37	0.22	0.0	0.0	0.56	-0.1	0.0
38	0.30	0.0	0.0	0.48	-0.1	0.0
39	0.22	0.0	0.0	0.56	0.1	0.0
40	0.30	0.0	0.0	0.48	0.1	0.0
41	0.22	0.0	0.0	0.56	-0.1	0.0
42	0.30	0.0	0.0	0.48	-0.1	0.0

Diagrama de Interacción



Carga Crítica: 2 - (1.2D+1.6L)

		Min	Diseño	
N	0.69	-	0.69	kN
M_{22}	0.0	0.0	0.0	kN.m
M_{33}	0.0	0.0	0.0	kN.m
N_{Max}	841.18	$N_{max,s}$	0.00	kN

Recubrimiento del Concreto = 4.00 cm

Eje Neutro: 0.39 cm / 0.05 °

Corte

$V_{e(1/2)}$ = 0.70 / 0.70 kN
V_c = 26.23 / 0.00 kN
$V_{r(1/2)}$ = 184.46 / 184.46 kN
0.22 F_{cd} b_w d = 246.40 kN
Enlaces = **Ø#3-5**

Refuerzos

As (Req): %1.00 (min) 4.00 cm^2
As (Superior): %1.07 4.28 cm^2

6Ø#3

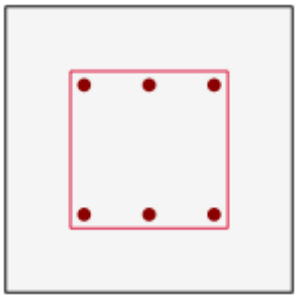
Detalles del diseño a cortante

Dirección crítica	2
Nivel de ductilidad	Special
Información General	Φ = 0.75, f_c = 28.00 N/mm2, f_{yt} = 420.00 N/mm2, N_u = 0.22 kN
Fuerza cortante - Diseño de la capacidad	0.70 kN **(NSR-10, C.21.6.5.1)**
Fuerza cortante - Resultados del análisis	0.20 kN **(NSR-10, C.21.6.5.1)**
Fuerza cortante - Fuerza de diseño	0.70 kN **(NSR-10, C.21.6.5.1)**
Lambda	λ = 1 **(NSR-10, C.8.6.1)**
Resistencia al corte del concreto	$V_c = 0.17 * (1 + N_u / (14A_g)) * \lambda * \sqrt{(f_c)} * b_w * d$ = 26.23 kN **(NSR-10, C.11.2.1.2)**
Comprobación de las dimensiones de la sección transversal	V_u = 0.70 kN ≤Φ(V_c + 0.66 * $\sqrt{(f_c)}$ * b_w * d) = 124.45 kN ✓ **(NSR-10, C.11.1.1, C.11.4.7.9)**
Chequeo de la Contribución del concreto al esfuerzo cortante en la zona de rotula	Si se cumplen las dos condiciones siguientes V_c = 0. **(NSR-10, C.21.6.5.2)**
	(NSR-10, C.21.6.5.2 (a)) : 701.99 > 100.28 ✓
	(NSR-10, C.21.6.5.2 (b)) : ✓
Refuerzo mínimo a cortante	$A_{v,min}$ = Max[0.062 * $\sqrt{(f_c)}$ * b_w * s / f_{yt}, 0.35 * b_w * s / f_{yt}] = 15.53 cm2 **(NSR-10, C.11.4.6.3)**
Comprobación del refuerzo para esfuerzo cortante	15.53 cm2 = $A_{v,min}$≤ A_v = 28.50 cm2 ✓
Resistencia a cortante del acero	$V_s = A_v * f_{yt} * d / s$ = 151.72 kN **(NSR-10, C.11.4.7.2)**
Comprobación del refuerzo para esfuerzo cortante	151.72 kN = V_s≥ V_u / Φ - V_c = 0.94 kN ✓ **(NSR-10, C.11.1.1)**
Distancia máxima entre enlaces	V_s> 0.33$\sqrt{(f_c)}$ * b_w * d -> s_{max} = Min[d / 4, 300 mm] > s = 5.00 cm ✓ **(NSR-10, C.11.4.5.3)**
Distancia máxima entre enlaces	s_{max} = Min[16 * $d_{b,long}$, 48 * $d_{b,tie}$, B1] > s = 5.00 cm ✓ **(NSR-10, C:7.10.5.2)**
Diámetro mínimo del gancho	10 mm ≥ No.10 X **(NSR-10, C.7.10.5.1)**
Altura libre de columna	l_n = 0.6000 m
Profundidad de columna en región de fluencia a flexión	H = 14.58 cm
Longitus de la región de la rótula plástica	l_o = Max[H, l_n/6, 450 mm] = 0000 **(NSR-10, C.21.6.4.1)**
Dimensión de la columna más pequeña	B1 = 20.00 cm
Diámetro de la barra longitudinal más pequeña	d_b = 10 mm
Valor calculado	$s_o = 100 + (350 - h_x) / 3$ = 15.00 cm **(NSR-10, C.21.6.4.3)**
Separación de la armadura transversal en la zona de la bisagra	s_o = Min[B1 / 4, 6 * d_b, s_o] = 5.00 cm **(NSR-10, C.21.6.4.3)**
Refuerzo transversal Cantidad límite	A_{sh} / sb_c = 0.0086 ≥ Max[0.3 * f'_c / f_{yt} * (A_g / A_{ch} - 1), 0.09 * f'_c / f_{yt}] **(NSR-10, C.21.6.4.4)**
Refuerzo transversal Distancia exterior l_o	s_{max} = Min[150 mm, 6 * d_b] > s = 5.00 cm ✓ **(NSR-10, C.21.6.4.5)**
Refuerzo transversal Distancia exterior l_o	s_{max} = Min[150 mm, 6 * d_b] > s = 5.00 cm ✓ **(NSR-10, C.21.6.4.5)**

1C2 (A-2) (20/20)

Materiales: C400 / SD40 (Deformed Bar) (Enlaces: SD40 (Deformed Bar))

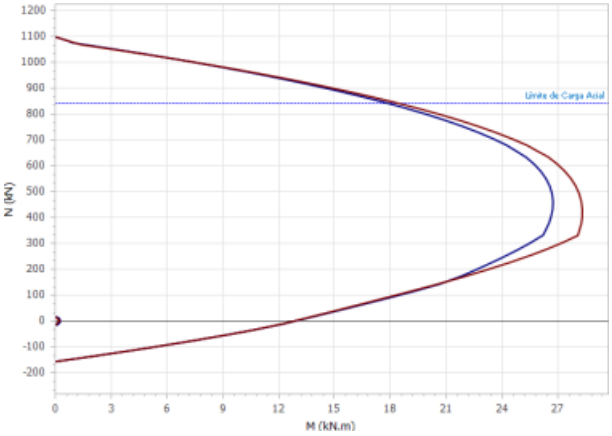
Sección



Combinaciones

No	$N_{Superior}$ (kN)	$M_{22\ Superior}$ (kN.m)	$M_{33\ Superior}$ (kN.m)	$N_{Inferior}$ (kN)	$M_{22\ Inferior}$ (kN.m)	$M_{33\ Inferior}$ (kN.m)
2	0.35	0.0	0.0	0.69	0.0	0.0
4	0.35	0.0	0.0	0.69	0.0	0.0
6	0.35	0.0	0.0	0.69	0.0	0.0
11	0.31	0.0	0.0	0.73	0.0	0.1
12	0.38	0.0	0.0	0.65	0.0	0.1
13	0.31	0.0	0.0	0.73	0.0	-0.1
14	0.38	0.0	0.0	0.65	0.0	-0.1
15	0.31	0.0	0.0	0.73	0.0	0.1
16	0.38	0.0	0.0	0.65	0.0	0.1
17	0.31	0.0	0.0	0.73	0.0	-0.1
18	0.38	0.0	0.0	0.65	0.0	-0.1
19	0.31	0.0	0.0	0.73	0.1	0.0
20	0.38	0.0	0.0	0.65	0.1	0.0
21	0.31	0.0	0.0	0.73	-0.1	0.0
22	0.38	0.0	0.0	0.65	-0.1	0.0
23	0.31	0.0	0.0	0.73	0.1	0.0
24	0.38	0.0	0.0	0.65	0.1	0.0
25	0.31	0.0	0.0	0.73	-0.1	0.0
26	0.38	0.0	0.0	0.65	-0.1	0.0
27	0.22	0.0	0.0	0.56	0.0	0.1
28	0.30	0.0	0.0	0.48	0.0	0.1
29	0.22	0.0	0.0	0.56	0.0	-0.1
30	0.30	0.0	0.0	0.48	0.0	-0.1
31	0.22	0.0	0.0	0.56	0.0	0.1
32	0.30	0.0	0.0	0.48	0.0	0.1
33	0.22	0.0	0.0	0.56	0.0	-0.1
34	0.30	0.0	0.0	0.48	0.0	-0.1
35	0.22	0.0	0.0	0.56	0.1	0.0
36	0.30	0.0	0.0	0.48	0.1	0.0
37	0.22	0.0	0.0	0.56	-0.1	0.0
38	0.30	0.0	0.0	0.48	-0.1	0.0
39	0.22	0.0	0.0	0.56	0.1	0.0
40	0.30	0.0	0.0	0.48	0.1	0.0
41	0.22	0.0	0.0	0.56	-0.1	0.0
42	0.30	0.0	0.0	0.48	-0.1	0.0

Diagrama de Interacción



Carga Crítica: 2 - (1.2D+1.6L)

		Min	Diseño	
N	0.69	-	0.69	kN
M_{22}	0.0	0.0	0.0	kN.m
M_{33}	0.0	0.0	0.0	kN.m
N_{Max}	841.18	$N_{max,s}$	0.00	kN

Recubrimiento del Concreto = 4.00 cm

Eje Neutro: 0.39 cm / 0.05 °

Corte			Refuerzos		
$V_{e(1/2)}$ =	0.70 / 0.70	kN	As (Req):	%1.00 (min)	4.00 cm^2
V_c =	26.23 / 0.00	kN	As (Superior):	%1.07	4.28 cm^2
$V_{r(1/2)}$ =	184.46 / 184.46	kN			
0.22 F_{cd} b_w d = 246.40 kN			**6Ø#3**		
Enlaces =	**Ø#3-5**				

Detalles del diseño a cortante

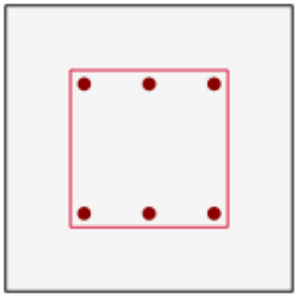
Dirección crítica	2
Nivel de ductilidad	Special
Información General	Φ = 0.75, f'_c = 28.00 N/mm2, f_{yt} = 420.00 N/mm2, N_u = 0.22 kN
Fuerza cortante - Diseño de la capacidad	0.70 kN **(NSR-10, C.21.6.5.1)**
Fuerza cortante - Resultados del análisis	0.20 kN **(NSR-10, C.21.6.5.1)**
Fuerza cortante - Fuerza de diseño	0.70 kN **(NSR-10, C.21.6.5.1)**
Lambda	λ = 1 **(NSR-10, C.8.6.1)**
Resistencia al corte del concreto	V_c = 0.17 * (1 + N_u / (14A_g) * λ * √(f'_c) * b_w * d = 26.23 kN **(NSR-10, C.11.2.1.2)**
Comprobación de las dimensiones de la sección transversal	V_u = 0.70 kN ≤Φ(V_c + 0.66 * √(f'_c) * b_w * d) = 124.45 kN ✓ **(NSR-10, C.11.1.1, C.11.4.7.9)**
Chequeo de la Contribución del concreto al esfuerzo cortante en la zona de rotula	Si se cumplen las dos condiciones siguientes V_c = 0. **(NSR-10, C.21.6.5.2)**
	(NSR-10, C.21.6.5.2 (a)) : 701.99 > 100.28 ✓
	(NSR-10, C.21.6.5.2 (b)) : ✓
Refuerzo mínimo a cortante	$A_{v,min}$ = Max[0.062 * √(f'_c) * b_w * s / f_{yt}, 0.35 * b_w * s / f_{yt}] = 15.53 cm2 **(NSR-10, C.11.4.6.3)**
Comprobación del refuerzo para esfuerzo cortante	15.53 cm2 = $A_{v,min}$≤ A_v = 28.50 cm2 ✓
Resistencia a cortante del acero	V_s = A_v * f_{yt} * d / s = 151.72 kN **(NSR-10, C.11.4.7.2)**
Comprobación del refuerzo para esfuerzo cortante	151.72 kN = V_s≥ V_u / Φ - V_c = 0.94 kN ✓ **(NSR-10, C.11.1.1)**
Distancia máxima entre enlaces	V_s> 0.33√(f'_c) * b_w * d -> s_{max} = Min[d / 4, 300 mm] > s = 5.00 cm ✓ **(NSR-10, C.11.4.5.3)**
Distancia máxima entre enlaces	s_{max} = Min[16 * $d_{b,long}$, 48 * $d_{b,tie}$, B1] > s = 5.00 cm ✓ **(NSR-10, C:7.10.5.2)**

Diámetro mínimo del gancho	10 mm ≥ No.10 X **(NSR-10, C.7.10.5.1)**
Altura libre de columna	l_n = 0.6000 m
Profundidad de columna en región de fluencia a flexión	H = 14.58 cm
Longitus de la región de la rótula plástica	l_o = Max[H, l_n/6, 450 mm] = 0000 **(NSR-10, C.21.6.4.1)**
Dimensión de la columna más pequeña	B1 = 20.00 cm
Diámetro de la barra longitudinal más pequeña	d_b = 10 mm
Valor calculado	s_o = 100 + (350 - h_x) / 3 = 15.00 cm **(NSR-10, C.21.6.4.3)**
Separación de la armadura transversal en la zona de la bisagra	s_o = Min[B1 / 4, 6 * d_b, s_o] = 5.00 cm **(NSR-10, C.21.6.4.3)**
Refuerzo transversal Cantidad límite	A_{sh} / sb_c = 0.0086 ≥ Max[0.3 * f_c / f_{yt} * (A_g / A_{ch} - 1), 0.09 * f_c / f_{yt}] **(NSR-10, C.21.6.4.4)**
Refuerzo transversal Distancia exterior l_o	s_{max} = Min[150 mm, 6 * d_b] > s = 5.00 cm √ **(NSR-10, C.21.6.4.5)**

1C10 (A-10) (20/20)

Materiales: C400 / SD40 (Deformed Bar) (Enlaces: SD40 (Deformed Bar))

Sección

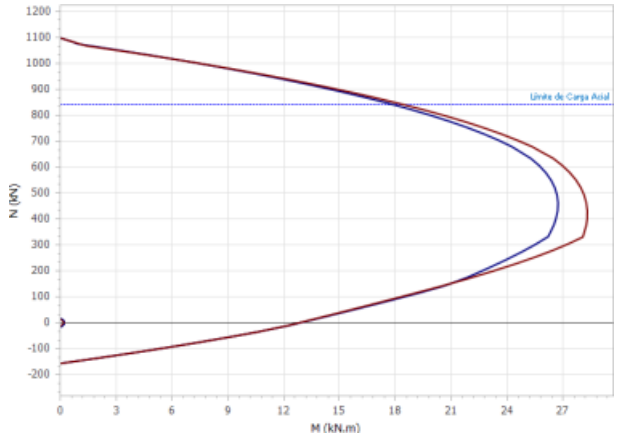


Combinaciones

No	$N_{Superior}$ (kN)	$M_{22\ Superior}$ (kN.m)	$M_{33\ Superior}$ (kN.m)	$N_{Inferior}$ (kN)	$M_{22\ Inferior}$ (kN.m)	$M_{33\ Inferior}$ (kN.m)
2	0.29	0.0	0.0	0.69	0.0	0.0
4	0.29	0.0	0.0	0.69	0.0	0.0
6	0.29	0.0	0.0	0.69	0.0	0.0
11	0.25	0.0	0.0	0.73	0.0	0.1
12	0.33	0.0	0.0	0.65	0.0	0.1
13	0.25	0.0	0.0	0.73	0.0	-0.1
14	0.33	0.0	0.0	0.65	0.0	-0.1
15	0.25	0.0	0.0	0.73	0.0	0.1
16	0.33	0.0	0.0	0.65	0.0	0.1
17	0.25	0.0	0.0	0.73	0.0	-0.1
18	0.33	0.0	0.0	0.65	0.0	-0.1
19	0.25	0.0	0.0	0.73	0.1	0.0
20	0.33	0.0	0.0	0.65	0.1	0.0
21	0.25	0.0	0.0	0.73	-0.1	0.0
22	0.33	0.0	0.0	0.65	-0.1	0.0
23	0.25	0.0	0.0	0.73	0.1	0.0
24	0.33	0.0	0.0	0.65	0.1	0.0
25	0.25	0.0	0.0	0.73	-0.1	0.0
26	0.33	0.0	0.0	0.65	-0.1	0.0
27	0.18	0.0	0.0	0.56	0.0	0.1
28	0.25	0.0	0.0	0.48	0.0	0.1
29	0.18	0.0	0.0	0.56	0.0	-0.1
30	0.25	0.0	0.0	0.48	0.0	-0.1
31	0.18	0.0	0.0	0.56	0.0	0.1
32	0.25	0.0	0.0	0.48	0.0	0.1
33	0.18	0.0	0.0	0.56	0.0	-0.1
34	0.25	0.0	0.0	0.48	0.0	-0.1
35	0.18	0.0	0.0	0.56	0.1	0.0
36	0.25	0.0	0.0	0.48	0.1	0.0
37	0.18	0.0	0.0	0.56	-0.1	0.0
38	0.25	0.0	0.0	0.48	-0.1	0.0
39	0.18	0.0	0.0	0.56	0.1	0.0
40	0.25	0.0	0.0	0.48	0.1	0.0
41	0.18	0.0	0.0	0.56	-0.1	0.0

42	0.25	0.0	0.0	0.48	-0.1	0.0

Diagrama de Interacción



Carga Crítica: 2 - (1.2D+1.6L)

		Min	Diseño	
N	0.69	-	0.69	kN
M_{22}	0.0	0.0	0.0	kN.m
M_{33}	0.0	0.0	0.0	kN.m
N_{Max}	841.18	$N_{max,s}$	0.00	kN

Recubrimiento del Concreto = 4.00 cm

Eje Neutro: 0.39 cm / 0.05 °

Corte

$V_{e(1/2)}$ =	0.70 / 0.70	kN
V_c =	26.23 / 0.00	kN
$V_{r(1/2)}$ =	184.46 / 184.46	kN
0.22 F_{cd} b_w d = 246.40 kN		
Enlaces =	**Ø#3-5**	

Refuerzos

As (Req):	%1.00 (min)	4.00 cm²
As (Superior):	%1.07	4.28 cm²

6Ø#3

Detalles del diseño a cortante

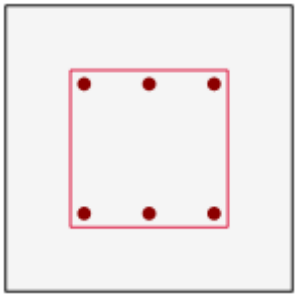
Dirección crítica	2
Nivel de ductilidad	Special
Información General	Φ = 0.75, f_c = 28.00 N/mm2, f_{yt} = 420.00 N/mm2, N_u = 0.18 kN
Fuerza cortante - Diseño de la capacidad	0.70 kN **(NSR-10, C.21.6.5.1)**
Fuerza cortante - Resultados del análisis	0.20 kN **(NSR-10, C.21.6.5.1)**
Fuerza cortante - Fuerza de diseño	0.70 kN **(NSR-10, C.21.6.5.1)**
Lambda	λ = 1 **(NSR-10, C.8.6.1)**
Resistencia al corte del concreto	$V_c = 0.17 * (1 + N_u / (14A_g)) * \lambda * \sqrt{(f_c)} * b_w * d$ = 26.23 kN **(NSR-10, C.11.2.1.2)**
Comprobación de las dimensiones de la sección transversal	V_u = 0.70 kN ≤Φ($V_c + 0.66 * \sqrt{(f_c)} * b_w * d$) = 124.44 kN ✓ **(NSR-10, C.11.1.1, C.11.4.7.9)**
Chequeo de la Contribución del concreto al esfuerzo cortante en la zona de rotula	Si se cumplen las dos condiciones siguientes V_c = 0. **(NSR-10, C.21.6.5.2)**
	(NSR-10, C.21.6.5.2 (a)) : 701.99 > 100.28 ✓
	(NSR-10, C.21.6.5.2 (b)) : ✓
Refuerzo mínimo a cortante	$A_{v,min}$ = Max[0.062 * $\sqrt{(f_c)} * b_w * s / f_{yt}$, 0.35 * $b_w * s / f_{yt}$] = 15.53 cm2 **(NSR-10, C.11.4.6.3)**
Comprobación del refuerzo para esfuerzo cortante	15.53 cm2 = $A_{v,min}$≤ A_v = 28.50 cm2 ✓
Resistencia a cortante del acero	$V_s = A_v * f_{yt} * d / s$ = 151.72 kN **(NSR-10, C.11.4.7.2)**

Comprobación del refuerzo para esfuerzo cortante	151.72 kN = $V_s \geq V_u / \Phi - V_c$ = 0.94 kN ✓ **(NSR-10, C.11.1.1)**
Distancia máxima entre enlaces	$V_s > 0.33\sqrt{f'_c} * b_w * d$ -> s_{max} = Min[d / 4, 300 mm] > s = 5.00 cm ✓ **(NSR-10, C.11.4.5.3)**
Distancia máxima entre enlaces	s_{max} = Min[16 * $d_{b,long}$, 48 * $d_{b,tie}$, B1] > s = 5.00 cm ✓ **(NSR-10, C:7.10.5.2)**
Diámetro mínimo del gancho	10 mm ≥ No.10 X **(NSR-10, C.7.10.5.1)**
Altura libre de columna	l_n = 0.6000 m
Profundidad de columna en región de fluencia a flexión	H = 14.58 cm
Longitus de la región de la rótula plástica	l_o = Max[H, l_n/6, 450 mm] = 0000 **(NSR-10, C.21.6.4.1)**
Dimensión de la columna más pequeña	B1 = 20.00 cm
Diámetro de la barra longitudinal más pequeña	d_b = 10 mm
Valor calculado	s_o = 100 + (350 - h_x) / 3 = 15.00 cm **(NSR-10, C.21.6.4.3)**
Separación de la armadura transversal en la zona de la bisagra	s_o = Min[B1 / 4, 6 * d_b, s_o] = 5.00 cm **(NSR-10, C.21.6.4.3)**
Refuerzo transversal Cantidad límite	A_{sh} / sb_c = 0.0086 ≥ Max[0.3 * f'_c / f_{yt} * (A_g / A_{ch} - 1), 0.09 * f'_c / f_{yt}] **(NSR-10, C.21.6.4.4)**
Refuerzo transversal Distancia exterior l_o	s_{max} = Min[150 mm, 6 * d_b] > s = 5.00 cm ✓ **(NSR-10, C.21.6.4.5)**
Refuerzo transversal Distancia exterior l_o	s_{max} = Min[150 mm, 6 * d_b] > s = 5.00 cm ✓ **(NSR-10, C.21.6.4.5)**

1C11 (A-11) (20/20)

Materiales: C400 / SD40 (Deformed Bar) (Enlaces: SD40 (Deformed Bar))

Sección

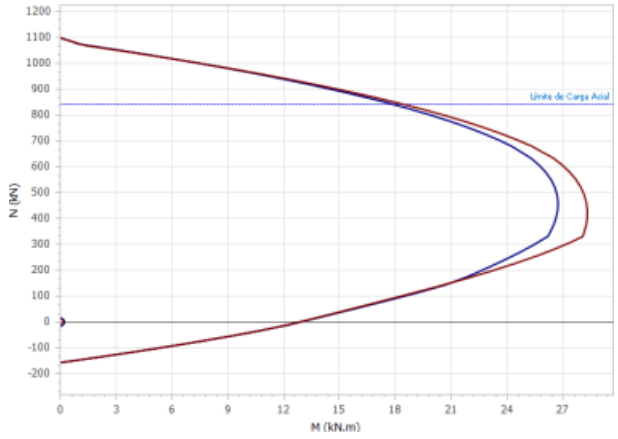


Combinaciones

No	$N_{Superior}$ (kN)	$M_{22\ Superior}$ (kN.m)	$M_{33\ Superior}$ (kN.m)	$N_{Inferior}$ (kN)	$M_{22\ Inferior}$ (kN.m)	$M_{33\ Inferior}$ (kN.m)
2	0.29	0.0	0.0	0.69	0.0	0.0
4	0.29	0.0	0.0	0.69	0.0	0.0
6	0.29	0.0	0.0	0.69	0.0	0.0
11	0.25	0.0	0.0	0.73	0.0	0.1
12	0.33	0.0	0.0	0.65	0.0	0.1
13	0.25	0.0	0.0	0.73	0.0	-0.1
14	0.33	0.0	0.0	0.65	0.0	-0.1
15	0.25	0.0	0.0	0.73	0.0	0.1
16	0.33	0.0	0.0	0.65	0.0	0.1
17	0.25	0.0	0.0	0.73	0.0	-0.1
18	0.33	0.0	0.0	0.65	0.0	-0.1
19	0.25	0.0	0.0	0.73	0.1	0.0
20	0.33	0.0	0.0	0.65	0.1	0.0
21	0.25	0.0	0.0	0.73	-0.1	0.0
22	0.33	0.0	0.0	0.65	-0.1	0.0
23	0.25	0.0	0.0	0.73	0.1	0.0
24	0.33	0.0	0.0	0.65	0.1	0.0
25	0.25	0.0	0.0	0.73	-0.1	0.0
26	0.33	0.0	0.0	0.65	-0.1	0.0
27	0.18	0.0	0.0	0.56	0.0	0.1
28	0.25	0.0	0.0	0.48	0.0	0.1
29	0.18	0.0	0.0	0.56	0.0	-0.1
30	0.25	0.0	0.0	0.48	0.0	-0.1
31	0.18	0.0	0.0	0.56	0.0	0.1

32	0.25	0.0	0.0	0.48	0.0	0.1
33	0.18	0.0	0.0	0.56	0.0	-0.1
34	0.25	0.0	0.0	0.48	0.0	-0.1
35	0.18	0.0	0.0	0.56	0.1	0.0
36	0.25	0.0	0.0	0.48	0.1	0.0
37	0.18	0.0	0.0	0.56	-0.1	0.0
38	0.25	0.0	0.0	0.48	-0.1	0.0
39	0.18	0.0	0.0	0.56	0.1	0.0
40	0.25	0.0	0.0	0.48	0.1	0.0
41	0.18	0.0	0.0	0.56	-0.1	0.0
42	0.25	0.0	0.0	0.48	-0.1	0.0

Diagrama de Interacción



Carga Crítica: 2 - (1.2D+1.6L)

		Min	Diseño	
N	0.69	-	0.69	kN
M_{22}	0.0	0.0	0.0	kN.m
M_{33}	0.0	0.0	0.0	kN.m
N_{Max}	841.18	$N_{max,s}$	0.00	kN

Recubrimiento del Concreto = 4.00 cm

Eje Neutro: 0.39 cm / 0.05 °

Corte

$V_{e(1/2)}$ =	0.70 / 0.70	kN
V_c =	26.23 / 0.00	kN
$V_{r(1/2)}$ =	184.46 / 184.46	kN
0.22 F_{cd} b_w d = 246.40 kN		
Enlaces =	**Ø#3-5**	

Refuerzos

As (Req):	%1.00 (min)	4.00 cm²
As (Superior):	%1.07	4.28 cm²

6Ø#3

Detalles del diseño a cortante

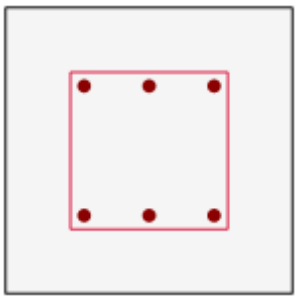
Dirección crítica	2
Nivel de ductilidad	Special
Información General	Φ = 0.75, f_c = 28.00 N/mm2, f_{yt} = 420.00 N/mm2, N_u = 0.18 kN
Fuerza cortante - Diseño de la capacidad	0.70 kN **(NSR-10, C.21.6.5.1)**
Fuerza cortante - Resultados del análisis	0.20 kN **(NSR-10, C.21.6.5.1)**
Fuerza cortante - Fuerza de diseño	0.70 kN **(NSR-10, C.21.6.5.1)**
Lambda	λ = 1 **(NSR-10, C.8.6.1)**
Resistencia al corte del concreto	$V_c = 0.17 * (1 + N_u / (14A_g)) * λ * \sqrt{(f_c)} * b_w * d$ = 26.23 kN **(NSR-10, C.11.2.1.2)**
Comprobación de las dimensiones de la sección transversal	V_u = 0.70 kN ≤Φ(V_c + 0.66 * $\sqrt{(f_c)}$ * b_w * d) = 124.44 kN ✓ **(NSR-10, C.11.1.1, C.11.4.7.9)**

Chequeo de la Contribución del concreto al esfuerzo cortante en la zona de rotula	Si se cumplen las dos condiciones siguientes $V_c = 0$. **(NSR-10, C.21.6.5.2)**
	(NSR-10, C.21.6.5.2 (a)) : 701.99 > 100.28 √
	(NSR-10, C.21.6.5.2 (b)) : √
Refuerzo mínimo a cortante	$A_{v,min}$ = Max[0.062 * √(f_c) * b_w * s / f_{yt}, 0.35 * b_w * s / f_{yt}] = 15.53 cm2 **(NSR-10, C.11.4.6.3)**
Comprobación del refuerzo para esfuerzo cortante	15.53 cm2 = $A_{v,min}$≤ A_v = 28.50 cm2 √
Resistencia a cortante del acero	V_s = A_v * f_{yt} * d / s = 151.72 kN **(NSR-10, C.11.4.7.2)**
Comprobación del refuerzo para esfuerzo cortante	151.72 kN = V_s≥ V_u / Φ - V_c = 0.94 kN √ **(NSR-10, C.11.1.1)**
Distancia máxima entre enlaces	V_s> 0.33√(f_c) * b_w * d -> s_{max} = Min[d / 4, 300 mm] > s = 5.00 cm √ **(NSR-10, C.11.4.5.3)**
Distancia máxima entre enlaces	s_{max} = Min[16 * $d_{b,long}$, 48 * $d_{b,tie}$, B1] > s = 5.00 cm √ **(NSR-10, C:7.10.5.2)**
Diámetro mínimo del gancho	10 mm ≥ No.10 X **(NSR-10, C.7.10.5.1)**
Altura libre de columna	l_n = 0.6000 m
Profundidad de columna en región de fluencia a flexión	H = 14.58 cm
Longitus de la región de la rótula plástica	l_o = Max[H, l_n/6, 450 mm] = 0000 **(NSR-10, C.21.6.4.1)**
Dimensión de la columna más pequeña	B1 = 20.00 cm
Diámetro de la barra longitudinal más pequeña	d_b = 10 mm
Valor calculado	s_o = 100 + (350 - h_x) / 3 = 15.00 cm **(NSR-10, C.21.6.4.3)**
Separación de la armadura transversal en la zona de la bisagra	s_o = Min[B1 / 4, 6 * d_b, s_o] = 5.00 cm **(NSR-10, C.21.6.4.3)**
Refuerzo transversal Cantidad límite	A_{sh} / sb_c = 0.0086 ≥ Max[0.3 * f_c / f_{yt} * (A_g / A_{ch} - 1), 0.09 * f_c / f_{yt}] **(NSR-10, C.21.6.4.4)**
Refuerzo transversal Distancia exterior l_o	s_{max} = Min[150 mm, 6 * d_b] > s = 5.00 cm √ **(NSR-10, C.21.6.4.5)**

1C12 (A-12) (20/20)

Materiales: C400 / SD40 (Deformed Bar) (Enlaces: SD40 (Deformed Bar))

Sección

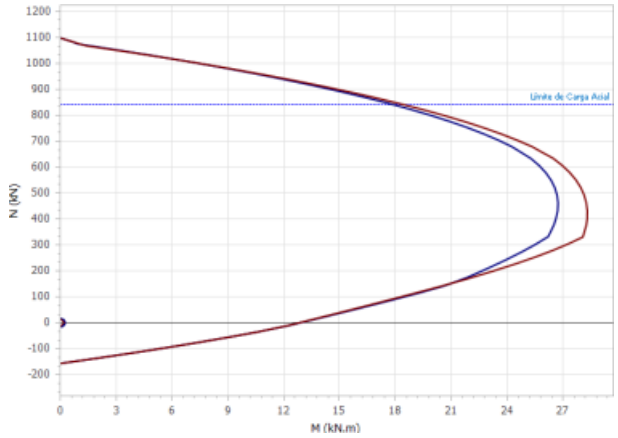


Combinaciones

No	$N_{Superior}$ (kN)	$M_{22\ Superior}$ (kN.m)	$M_{33\ Superior}$ (kN.m)	$N_{Inferior}$ (kN)	$M_{22\ Inferior}$ (kN.m)	$M_{33\ Inferior}$ (kN.m)
2	0.29	0.0	0.0	0.69	0.0	0.0
4	0.29	0.0	0.0	0.69	0.0	0.0
6	0.29	0.0	0.0	0.69	0.0	0.0
11	0.25	0.0	0.0	0.65	0.0	0.0
12	0.33	0.0	0.0	0.73	0.0	0.1
13	0.25	0.0	0.0	0.65	0.0	-0.1
14	0.33	0.0	0.0	0.73	0.0	0.0
15	0.25	0.0	0.0	0.65	0.0	0.0
16	0.33	0.0	0.0	0.73	0.0	0.1
17	0.25	0.0	0.0	0.65	0.0	-0.1
18	0.33	0.0	0.0	0.73	0.0	0.0
19	0.25	0.0	0.0	0.65	0.1	0.0
20	0.33	0.0	0.0	0.73	0.1	0.0
21	0.25	0.0	0.0	0.65	-0.1	0.0
22	0.33	0.0	0.0	0.73	-0.1	0.0
23	0.25	0.0	0.0	0.65	0.1	0.0
24	0.33	0.0	0.0	0.73	0.1	0.0
25	0.25	0.0	0.0	0.65	-0.1	0.0
26	0.33	0.0	0.0	0.73	-0.1	0.0
27	0.18	0.0	0.0	0.48	0.0	0.0

28	0.25	0.0	0.0	0.56	0.0	0.1
29	0.18	0.0	0.0	0.48	0.0	-0.1
30	0.25	0.0	0.0	0.56	0.0	0.0
31	0.18	0.0	0.0	0.48	0.0	0.0
32	0.25	0.0	0.0	0.56	0.0	0.1
33	0.18	0.0	0.0	0.48	0.0	-0.1
34	0.25	0.0	0.0	0.56	0.0	0.0
35	0.18	0.0	0.0	0.48	0.1	0.0
36	0.25	0.0	0.0	0.56	0.1	0.0
37	0.18	0.0	0.0	0.48	-0.1	0.0
38	0.25	0.0	0.0	0.56	-0.1	0.0
39	0.18	0.0	0.0	0.48	0.1	0.0
40	0.25	0.0	0.0	0.56	0.1	0.0
41	0.18	0.0	0.0	0.48	-0.1	0.0
42	0.25	0.0	0.0	0.56	-0.1	0.0
42	0.25	0.0	0.0	0.56	-0.1	0.0

Diagrama de Interacción



Carga Crítica: 2 - (1.2D+1.6L)

		Min	Diseño	
N	0.69	-	0.69	kN
M_{22}	0.0	0.0	0.0	kN.m
M_{33}	0.0	0.0	0.0	kN.m
N_{Max}	841.18	$N_{max,s}$	0.00	kN

Recubrimiento del Concreto = 4.00 cm

Eje Neutro: 0.39 cm / 0.05 °

Corte

$V_{e(1/2)}$ = 0.70 / 0.70 kN
V_c = 26.23 / 0.00 kN
$V_{r(1/2)}$ = 184.46 / 184.46 kN
0.22 F_{cd}
b_w d =
246.40 kN
Enlaces = **Ø#3-5**

Refuerzos

As (Req): %1.00 (min) 4.00 cm²
As (Superior): %1.07 4.28 cm²

6Ø#3

Detalles del diseño a cortante

Dirección crítica	2
Nivel de ductilidad	Special
Información General	Φ = 0.75, f_c = 28.00 N/mm2, f_{yt} = 420.00 N/mm2, N_u = 0.18 kN
Fuerza cortante - Diseño de la capacidad	0.70 kN **(NSR-10, C.21.6.5.1)**
Fuerza cortante - Resultados del análisis	0.20 kN **(NSR-10, C.21.6.5.1)**
Fuerza cortante - Fuerza de diseño	0.70 kN **(NSR-10, C.21.6.5.1)**
Lambda	λ = 1 **(NSR-10, C.8.6.1)**
Resistencia al corte del concreto	$V_c = 0.17 * (1 + N_u / (14A_g)) * \lambda * \sqrt{(f'_c)} * b_w * d$ = 26.23 kN **(NSR-10, C.11.2.1.2)**

Comprobación de las dimensiones de la sección transversal	V_u = 0.70 kN ≤Φ(V_c + 0.66 * √(f'_c) * b_w * d) = 124.44 kN ✓ **(NSR-10, C.11.1.1, C.11.4.7.9)**
Chequeo de la Contribución del concreto al esfuerzo cortante en la zona de rotula	Si se cumplen las dos condiciones siguientes V_c = 0. **(NSR-10, C.21.6.5.2)**
	(NSR-10, C.21.6.5.2 (a)) : 701.99 > 100.28 ✓
	(NSR-10, C.21.6.5.2 (b)) : ✓
Refuerzo mínimo a cortante	$A_{v,min}$ = Max[0.062 * √(f'_c) * b_w * s / f_{yt}, 0.35 * b_w * s / f_{yt}] = 15.53 cm2 **(NSR-10, C.11.4.6.3)**
Comprobación del refuerzo para esfuerzo cortante	15.53 cm2 = $A_{v,min}$≤ A_v = 28.50 cm2 ✓
Resistencia a cortante del acero	V_s = A_v * f_{yt} * d / s = 151.72 kN **(NSR-10, C.11.4.7.2)**
Comprobación del refuerzo para esfuerzo cortante	151.72 kN = V_s≥ V_u / Φ - V_c = 0.94 kN ✓ **(NSR-10, C.11.1.1)**
Distancia máxima entre enlaces	V_s> 0.33√(f'_c) * b_w * d -> s_{max} = Min[d / 4, 300 mm] > s = 5.00 cm ✓ **(NSR-10, C.11.4.5.3)**
Distancia máxima entre enlaces	s_{max} = Min[16 * $d_{b,long}$, 48 * $d_{b,tie}$, B1] > s = 5.00 cm ✓ **(NSR-10, C:7.10.5.2)**
Diámetro mínimo del gancho	10 mm ≥ No.10 X **(NSR-10, C.7.10.5.1)**
Altura libre de columna	l_n = 0.6000 m
Profundidad de columna en región de fluencia a flexión	H = 14.58 cm
Longitus de la región de la rótula plástica	l_o = Max[H, l_n/6, 450 mm] = 0000 **(NSR-10, C.21.6.4.1)**
Dimensión de la columna más pequeña	B1 = 20.00 cm
Diámetro de la barra longitudinal más pequeña	d_b = 10 mm
Valor calculado	s_o = 100 + (350 - h_x) / 3 = 15.00 cm **(NSR-10, C.21.6.4.3)**
Separación de la armadura transversal en la zona de la bisagra	s_o = Min[B1 / 4, 6 * d_b, s_o] = 5.00 cm **(NSR-10, C.21.6.4.3)**
Refuerzo transversal Cantidad límite	A_{sh} / sb_c = 0.0086 ≥ Max[0.3 * f_c / f_{yt} * (A_g / A_{ch} - 1), 0.09 * f_c / f_{yt}] **(NSR-10, C.21.6.4.4)**
Refuerzo transversal Distancia exterior l_o	s_{max} = Min[150 mm, 6 * d_b] > s = 5.00 cm ✓ **(NSR-10, C.21.6.4.5)**

Diseño de elementos no estructurales

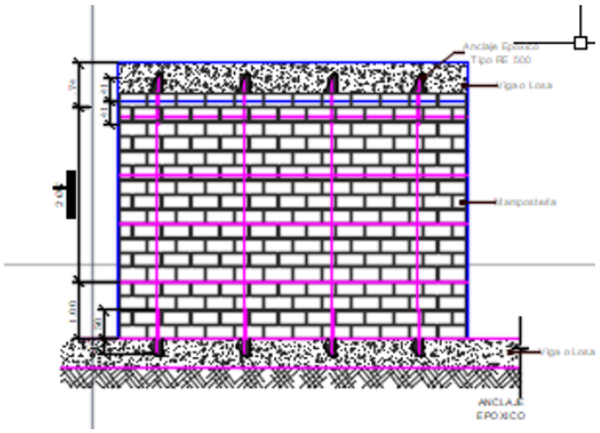
DISEÑO DE LOS ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES EDIFICIO

ALCANCE: MUROS DE FACHADA E INTERIORES

1,CRITERIO DE DISEÑO: Que no interactuen con las columnas de los pórticos

EMPOTRADO ABAJO ARTICULADO ARRIBA.

2, METODOLOGIA: Anclarlos en la base mediante pasadores de acero embebidos en las vigas de amarre o en la parte inferior de la placa de entrepiso o terrazas



Aa	Av	Fa	Fv	I
0.30	0.20	1.2	1.8	1.0

3, DISEÑO DE LOS ANCLAJES

PISOS 1 A 5

3.1. Fuerzas sísmicas de Diseño

$Fp=a_x\ a_p\ g\ M_p / R_p \geq F_p=I g M_p / 2$ (A.9.4-1) NSR-10

$a_x = As + (Sa - As)h_x / h_{eq}$ Si $h_x \leq h_{eq}$

$a_x = Sa\ h_x/h_{eq}$ Si $h_x > h_{eq}$

Aceleración horizontal sobre el elemento no estructural en el punto de apoyo

heq	As=AaFaI	Sa=	g=
4.6125	0.200	0.500	1.00

Amplificación dinámica del elemento no estructural a_p

Grado de desempeño de los elementos: Intermedio Para Grupo I Tabla A.9.2-1

Mampostería no reforzada, separada lateralmente de la estructura y apoyada abajo libre arriba (en voladizo) a_p 1.00 Tabla A.9.5-1

Coeficiente de disipación de energía del elemento no estructural y sus sistemas de soporte Mamp no ref... R_p 1.50 A.9.4.9.3 Anclajes no dúctiles

Masa del elemento no estructural Mp

Peso unit mamp	Largo (m)	Alto h (m)			
2.443	1.00	2.25	Mp=	5.75	kN/ml de ancho de muro

Viga intermedia

⟹ $Fp=a_x\ a_p\ g\ M_p / R_p >= A_a\ I g M_p / 2$

$Fp1=a_x\ a_p\ g\ M_p / R_p$ kN/ml de ancho de muro

$Fp2= A_a\ I g M_p / 2$ 0.70 kN/ml de ancho de muro

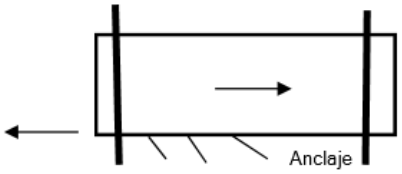
⟹

PISO	ALTURA	hx	ax	Fp 1 (Kn/ml)	**Fp Ult (Kn/ml)**
Piso 1	3.35	3.35	0.418	1.77	**1.77**
Cubierta	2.8	6.15	0.667	2.82	**2.82**

3,2 Diseño de los anclajes

(Flexión fuera del plano. Más crítico) Acero A-60 Fy 420 Mpa

Espesor de Muro 0.15



b	1.00 m
d	.075 m

CALCULO DEL REFUERZO POR CORTANTE					
	Fuerza cortante Kn, Mpa		Tipo de Barra		
PISO	Vu=1.5Fp/2	Rv=Vu/(Fi*0.4*fy)	Ø Barra	As(cm^2)	Separacion
PISO	2.65	.2106 Cm2/ml	# 2	.71 cms2	337.10 cm
Cubierta	4.23	.336 Cm2/ml	# 2	.71 cms2	211.31 cm

CALCULO DEL REFUERZO POR MOMENTO								
	Momento		ρ minima	0.002	Tipo de Barra			
PISO	Mu=Vu*h/4	As=MU/(0.8fyd)	ρ req	As Diseño	Ø Barra	As(cm^2)	Separacion	n
Piso 1	1.72	.76 cms2	0.00051	3. cms2	# 2	.71 cms2	50 cm	4.23
Cubierta	2.75	1.21 cms2	0.00081	3. cms2	# 2	.71 cms2	50cm	4.23

Diseño de los diferentes elementos estructurales

El diseño de los elementos estructurales (viguetas, vigas, columnas) se realizó mediante programa, de acuerdo con los requisitos exigidos para sistema de pórticos construidos enconcreto reforzado y con capacidad especial de disipación de energía (DES).

Para el diseño de los elementos de la cimentación también se siguieron los requisitos contemplados en las normas sismo resistentes 10, además de los requisitos para cimentaciones en concreto reforzados contenidos en las mismas normas.

Para efecto de diseño de las zapatas se tomaron los datos del estudio de suelos del proyecto y se dio cumplimiento a las recomendaciones dadas en dicho documento.

De otra parte, el presente resumen de memorias se preparó según lo prescrito en lasnormas sismo resistentes10.

Por último, certifico que el diseño estructural de esta edificación, expresado en las memorias de cálculo y en los planos adjuntos, cumple con las disposiciones de la normaNSR-10

NOTAS Y RECOMENDACIONES GENERALES

NOTAS

- Ningún cambio estructural deberá ser ejecutado sin previa aprobación del diseñador estructural

- Todos los niveles indicados en los planos estructurales corresponden únicamente al nivel de los elementos estructurales y no tienen en cuenta elementos arquitectónicos. es responsabilidad del constructor y de los profesionales de arquitectura coordinar y aprobar dichos niveles previo al inicio de la construcción del proyecto.

- Elementos no estructurales que afecten el diseño estructural, deberán ser revisados y aprobados oportunamente por el ingeniero estructural.

- El constructor debe seguir todos los lineamientos consignados en la NSR-10 para la correcta ejecución del proyecto.